

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

І. М. Єріна

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

ДЛЯ ВИКОНАННЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ
(частина 1)

з дисципліни «ТЕХНОЛОГІЯ ОЧИСТКИ ПРИРОДНИХ І СТІЧНИХ ВОД»
МОДУЛЬ 2 «ТЕХНОЛОГІЯ ОЧИСТКИ СТІЧНИХ ВОД»

(для студентів 4 курсу денної та 5 курсу заочної форми
навчання за напрямом підготовки 0926 «Водні ресурси»
(6.060103 «Гідротехніка» (Водні ресурси))

ТА ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТУВАННЯ СТУДЕНТІВ



Харків ХНАМГ 2009

Методичні вказівки для виконання практичних занять (частина 1) з дисципліни «Технологія очистки природних і стічних вод». Модуль 2 **«Технологія очистки стічних вод»** (для студентів 4 курсу денної та 5 курсу заочної форми навчання за напрямом підготовки 0926 «Водні ресурси» (6.060103 «Гідротехніка» (Водні ресурси)) та дипломного проектування студентів / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: І. М. Єріна. – Х.: ХНАМГ, 2009. – 105 с.

Укладач: ст. викл. І. М. Єріна

Рецензент: доц., к.т.н. К. Б. Сорокіна

Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення та очистки вод, протокол № 1 від 02.09.2008 р.

ЗМІСТ

	Вступ	4
1	Визначення розрахункових витрат стічних вод	4
1.1	Середньодобові витрати побутових стічних вод населеного пункту	4
1.2	Розрахунок максимальних і мінімальних секундних витрат стічних вод	5
2	Визначення концентрацій забруднень міських стічних вод	6
3	Визначення еквівалентного та зведеного числа мешканців	9
4	Санітарні умови випуску стічних вод у водойми	10
5	Розрахунок необхідного ступеня очистки стічних вод	13
5.1	Визначення вмісту завислих речовин, припустимих до скидання у водоймище	14
5.2	Встановлення значення БСК _{повн} L _{ex} у стічній воді припустиме при скиданні у водойму, $мгO_2/л$	15
5.3	Регламентація БСК _{повн} L _{EX} стоку, $мгO_2/л$, за кисневим режимом водоймища	15
5.4	Приклади розрахунків	16
6	Грати	22
6.1	Розрахунок грат і грат-дробарок	39
7	Піскоуловлювачі	47
7.1	Приклади розрахунків піскоуловлювачів	69
8	Відстійники	76
8.1	Методика розрахунку первинних відстійників	84
8.2	Тонкошарові відстійники	88
8.3	Реконструкція звичайних відстійників у тонкошарові	90
8.4	Приклади розрахунків первинних відстійників	92
8.5	Вторинні відстійники	95
8.6	Приклади розрахунків вторинних відстійників	101
	Список літератури	104

ВСТУП

Методичні вказівки призначені в поміч студентам, які навчаються за напрямом 0926-«Водні ресурси» спеціальності 6.092600-«Водопостачання та водовідведення», для вивчення методів та споруд очистки міських стічних вод і близьких до них промислових стоків.

Мета проведення практичних занять – закріплення лекційного матеріалу шляхом розв’язання прикладів і задач з розрахунку окремих вузлів технологічних схем очисних споруд. Практичні заняття є одним з етапів підготовки до курсового та дипломного проектування.

У результаті проведення практичних занять студенти повинні навчитися використовувати довідкову та нормативну літературу, проводити оцінку якості забруднення стічних вод, виконувати розрахунки окремих споруд і їх вузлів, установок для очистки стічних вод, за даними виконаних розрахунків обирати найбільш економічні, ефективні споруди, апарати та технологічні схеми.

Зміст прикладів і їх розв’язання відповідають вимогам будівельних норм та правил. СНиП 2.04.03-85[1], довідкового посібника до нього [12] та вітчизняного досвіду експлуатації очисних споруд систем водовідведення. Враховані також вимоги СанПиНа №4630-88 [7].

1. Визначення розрахункових витрат стічних вод

1.1 Середньодобові витрати побутових стічних вод населеного пункту

Середньодобові витрати побутових стічних вод від населеного пункту визначають як суму витрат побутових стічних вод від населення та розрахункових добових витрат стічних вод, що скидаються в міську каналізаційну мережу промисловими підприємствами (п. 2.5 [1]) згідно з сумарним графіком припливу.

Середньодобові витрати побутових стічних вод від населення м³/доб.

$$Q_{\text{сер.доб.побут.}} = \frac{1,05 \cdot N \cdot q_{\text{мешк.}}}{1000}, \quad (1.1)$$

де 1,05 – коефіцієнт, що враховує витрати стічних вод від підприємства місцевої промисловості й невраховані витрати;

N – кількість мешканців на розрахунковий період;

$q_{\text{мешк.}}$ – норма водовідведення на одного мешканця, л/доб.

До неврахованих витрат стічних вод міста належать:

- приплив поверхневих та ґрунтових вод до системи водовідведення рекомендується враховувати п. 2.10 [1]);

продукція, що вироблена та завезена в місто: мінеральна вода, молочні продукти – 0,2 -5% проектної потужності, сніготанення.

Таким чином

добові витрати стічних вод від міста, м³/доб.

$$Q_{\text{сер.доб.}} = Q_{\text{сер.доб.побут.}} + \sum Q_{\text{н.п.}}, \quad (1.2)$$

де $\sum Q_{\text{н.п.}}$ сума середньодобових витрат стічних вод від промислових підприємств, м³/доб.

Розрахункові добові витрати стічних вод, м³/доб.

$$Q_{\text{роз.доб.}} = Q_{\text{сер.доб.}} \cdot K_{\text{доб.}} \text{ м}^3 / \text{доб.}, \quad (1.3)$$

де $K_{\text{доб.}}$ – коефіцієнт добової нерівномірності, приймаємо 1,1 – 1.3 [2].

1.2 Розрахунок максимальних і мінімальних секундних витрат стічних

ВОД

Розрахункові максимальні й мінімальні секундні витрати стічних вод, л/с, треба визначати як добуток середньосекундних витрат стічних вод за добу найбільшого водовідведення на коефіцієнти нерівномірності $K_{\text{ген.макс}}$ та $K_{\text{ген.мін}}$, (наведено в табл. 2 [1]) $K_{\text{ген.макс}} = 1,56$ та $K_{\text{ген.мін}} = 0,64$.

$$q_{\text{макс с}} = \frac{Q_{\text{роз.доб.}} \cdot K_{\text{ген.макс}} \cdot 1000}{24 \cdot 3600} \text{ л / с}; \quad (1.4)$$

$$q_{\min c} = \frac{Q_{\text{роз.доб}} \cdot K_{\text{ген.мін}} \cdot 1000}{24 \cdot 3600} \text{ л/с}; \quad (1.5)$$

2. Визначення концентрацій забруднень міських стічних вод

Тривалі систематичні дослідження дозволяють встановити як середні, так мінімальні і максимальні значення концентрацій забруднень стічних вод. Однак на практиці не завжди можливо отримати ці дані. Часто проектування очисних споруд здійснюється в умовах, коли місто ще не має розвиненої каналізаційної мережі, промислові підприємства тільки будуються чи перепрофілюються. В цьому випадку слід використовувати результати досліджень, виконаних на стічних водах іншого аналогічного міста та аналогічних промислових підприємств.

Для визначення концентрації забруднень господарсько-побутових стічних вод широко використовують поняття добової норми забруднень на одного жителя. У наш час добова кількість забруднюючих речовин у розрахунку на одного мешканця приймається за таблицею 25 з СНиП 2.04.03-85 [1] наведеною у табл. 2.1.

Зазначені нормативи враховують забруднення, що містяться у стічних водах суспільно-побутових закладів, які обслуговують мешканців даного населеного пункту (бані, пральні, їдальні, лікарні, школи, дитячі садки, клуби тощо). Кількість забруднень, що надходять зі стічними водами об'єктів, не пов'язаних з обслуговуванням мешканців даного населеного пункту (готелі, вокзали, депо, гаражі і т. ін.), враховуються додатково. При скиданні побутових стічних вод промислових підприємств у каналізацію населеного пункту кількість забруднюючих речовин від експлуатаційного персоналу додатково не враховується.

Кількість забруднюючих речовин від населення, що проживає в неканалізованих районах, враховують у розмірі 33 % від нормативних значень.

Таблиця 2.1– Добова кількість забруднюючих речовин у розрахунку на одного мешканця, г/добу [1] табл. 25.

Показник	Кількість забруднюючих речовин на одного мешканця, г/добу
Звислі речовини	65
БСК _{повн.} неосвітленої рідини	75
БСК _{повн.} освітленої рідини	40
Азот амонійних солей N	8
Фосфати P ₂ O ₅	3,3
у тому числі від миючих речовин	1,6
Хлориди Cl-	9
Поверхнево –активні речовини (ПАР)	2,5

Концентрація забруднень у господарсько-побутових стічних водах залежить від норми водовідведення і визначається за формулою

$$C^{побут.} = \frac{1000 \times a}{q}, \text{ мг/л}, \quad (2.1)$$

де a - питома кількість забруднень одного виду в розрахунку на одного мешканця (табл.2.1), г/добу;

q - норма водовідведення на одного мешканця, л/добу.

Концентрацію забруднень у господарсько-побутових стічних водах можна визначити також і іншим способом

$$C^{побут.} = \frac{a \times N}{Q}, \text{ мг/л}, \quad (2.2)$$

де N - розрахункове число мешканців;

Q - середнє добова витрата господарсько-побутових стічних вод від усього населеного пункту, м³/добу.

Концентрацію забруднень стічних вод прийнято виражати в мг/л, тому отримані значення округлюють до цілого. До десятих округлюють значення концентрацій забруднень у стічних водах після глибокої очистки.

При скиданні в каналізацію промислових стічних вод необхідно знати їх витрати і концентрації в них забруднень. Концентрація

забруднень одного виду в суміші господарсько-побутових і промислових стічних вод визначається за формулою

$$C_{en} = \frac{C_{en}^{побут} \cdot Q_{сер.доб}^{побут} + \sum C_{en}^{п.п.} \cdot Q_{сер.доб}^{п.п.}}{Q_{сер.доб}^{побут} + \sum Q_{сер.доб}^{п.п.}}; \text{мг / л} \quad (2.3)$$

де $C_{en}^{п.п.}$ - концентрація даного виду забруднень у промислових стічних водах, мг/л;

$Q_{сер.доб}^{п.п.}$ – середньо добова витрата промислових стічних вод, м³/добу.

Припустимі концентрації основних забруднюючих речовин у суміші побутових і виробничих стічних вод.

Припустимі концентрації основних забруднюючих речовин у міських стічних водах МСВ (суміші побутових і промислових стічних вод) при надходженні на споруди біологічної очистки (у середньо добовій пробі), слід приймати згідно з «Правилами прийому виробничих стічних вод у систему каналізації населених пунктів».

Відомо, що хімічне споживання кисню (ХСК) для стічних вод завжди більше біохімічного споживання кисню (БСК). При цьому, коли відношення БСК до ХСК > 0,5, стічні води слід спрямовувати на споруди біологічної очистки. Інакше вони підлягають фізико- хімічній обробці.

Для нормального ходу процесу біологічної очистки потрібна присутність у водах біогенних елементів – азоту та фосфору. Згідно з [1] вміст азоту та фосфору повинен задовольняти співвідношенню БСК : N : P = 100 : 5 : 1. Таким чином вміст біогенних елементів повинен бути не меншим ніж 5 мг/л азоту (N) і 1 мг/л фосфору (P) на кожні 100 мг/л БСК_{повн}. Інакше потрібні біогенні добавки.

Для контролю за ходом процесу очистки у випадку необхідності визначають вміст у воді токсичних речовин, які не повинні перевищувати

гранично допустимі концентрації (ГДК). До таких речовин належать ртуть, свинець, кадмій, ціаніди, ПАР та інше.

У вмісті концентрацій забруднюючих речовин у стічних водах необхідно враховувати їх вміст у вихідній водопровідній воді, а також забруднюючі речовини від споруд з обробки осадів стічних вод, від промивних вод, споруд глибокого очищення.

Розрахунок споруд біологічної очистки виконують за $БСК_{повн.}$, для побутових стічних вод приймають $БПК_{повн.} = БПК_{20}$.

3. Визначення еквівалентного та зведеного числа мешканців

Вплив промислових стічних вод на склад міських стічних вод може враховуватись за **еквівалентним (фіктивним) числом мешканців**. Еквівалентне $N_{екв}$ - це таке число мешканців, які вносять у стічні води таку саму кількість забруднень, що міститься в даній витраті виробничих стічних вод. Еквівалентне (фіктивне) число мешканців визначають за двома показниками:

– завислими речовинами

$$N_{екв.}^c = \frac{C_{ен.}^{n.n.} \times Q_{сер.доб.}^{n.n.}}{65}, \quad (3.1)$$

– БСК_{повн.}

$$N_{екв.}^L = \frac{L_{ен.}^{n.n.} \times Q_{сер.доб.}^{n.n.}}{40}, \quad (3.2)$$

де $Q_{сер.доб.}^{n.n.}$ - середньодобові витрати стічних вод від промислових підприємств;

$C_{ен.}^{n.n.}$ та $L_{ен.}^{n.n.}$ - концентрація відповідно зважених речовин та БСК_{повн.} у промислових стічних водах, мг/л;

65 і 40 – добова кількість забруднюючих речовин у розрахунку на одного мешканця відповідно за завислими речовинами і БСК_{повн}, г/доб. (згідно з табл. 25 [1]).

Зведене число мешканців – це сума фактичного і фіктивного (еквівалентного) числа мешканців, розрахованого за забрудненнями, що надходять від промислових підприємств.

Зведене число мешканців також визначають двічі: за завислими речовинами та за БСК_{повн} залежно від кількості відповідного виду забруднення в суміші та норми цього виду забруднення, мг, що припадає на одного мешканця на добу.

$N_{звед}$ за завислими речовинами:

$$N_{звед}^c = N_k + 0,33N_{н.к.} + N_{екв.}^c ; \quad (3.3)$$

$N_{звед}$ за БСК_{повн}:

$$N_{звед}^L = N_k + 0,33N_{н.к.} + N_{екв.}^L ; \quad (3.4)$$

Зведене число мешканців за кількістю зважених речовин використовують при розрахунку споруд механічної очистки, а за БСК_{повн} – при розрахунку споруд біологічної очистки.

4. Санітарні умови випуску стічних вод у водойми

Норми якості води в поверхневих та морських водних об'єктах встановлюються для **господарсько-питного, комунально-побутового і рибогосподарського видів водокористування** [3] (у Водному кодексі України [4] замість термінів «господарсько-питне» та «комунально-побутове» водокористування використовують терміни «питне» та «господарсько-побутове» водокористування).

До **господарсько-питного водокористування** належить використання водних об'єктів як джерел господарсько-питного

водопостачання, а також для водопостачання підприємств харчової промисловості.

До **комунально-побутового водокористування** належить використання водних об'єктів для купання, заняття спортом і відпочинку населення. Вимоги до якості води, встановлені для комунально-побутового водокористування, поширюються на водні об'єкти або їх ділянки, які знаходяться в межах населених пунктів.

До **рибогосподарських** водних об'єктів належать водотоки, водойми або їх окремі ділянки, що використовуються (можуть використовуватися) для промислового добування риби та інших об'єктів водного промислу або мають значення для відтворення їх запасів.

Крім того окремо виділяють водні **об'єкти зі спеціально встановленими нормами якості води (ВСНЯ)**, до яких належать водні об'єкти прикордонних, лікувальних і заповідних зон, болота, а також водні об'єкти з наявністю специфічних особливостей природного складу і властивостей води.

Види та категорії водокористування на водних об'єктах і їх ділянках встановлюються радами відповідних рівнів за поданням органів рибоохорони, Міністерства екології і природних ресурсів та Міністерства охорони здоров'я України [3].

Деякі загальні вимоги до складу поверхневих вод та гранично допустимі концентрації найбільш поширених нормованих речовин у воді водних об'єктів господарсько-питного, комунально-побутового та рибогосподарського водокористування наведені в табл. 4.1.

Таблиця – 4.1 Деякі загальні вимоги до складу і властивостей води водних об'єктів господарсько-питного, комунально-побутового та рибогосподарського водокористування [5,6,7]

Показники	Водокористування				
	Господарсько - питне	Комунально побутове	Рибогосподарське (категорії)		
			вищої	першої	другої
1	2	3	4	5	6
Завислі речовини	Допускається приріст до фону не більше ніж на:				
	0,25 мг/л	0,75 мг/л	0,25мг/л	0,25мг/л	0,75 мг/л
	Для водойм, що містять у межах більше 30.0 мг/л природних мінеральних речовин, допускається збільшення вмісту на 5 %. Випуск зависі зі швидкістю осадження більше 0,4 мм/с для водотоків та більше 0,2 мм/с для водосховищ заборонений.				
Плаваючі домішки	Не допускаються плівки нафтопродуктів, масел, жирів та інших плаваючих домішок				
Запахи, присмаки, забарвлення	Допускаються запахи і присмаки інтенсивністю не більше 2 балів (безпосередньо чи після хлорування води). Забарвлення не повинне виявлятися в стовпчику води висотою:		Сторонні запахи, присмаки та забарвлення, що впливають на м'ясо риб, не допускаються		
	20 см	10 см			
Температура	Допускається підвищення не більше ніж на 3°C по відношенню до середньої місячної температури найбільш жаркого місяця року за останні 10 років		Допускається підвищення не більш ніж на 5°C по відношенню до природної місячної температури води (при наявності холодноводних риб загальна температура води повинна не перевищувати 20°C влітку і 5°C в зимку; в решті випадків – відповідно 28 та 8°C)		
pH	Водневий показник pH не повинен виходити за межі 6,5 – 8,5				
Мінеральний склад води	Сухий залишок не більше 1000 мг/л, у тому складі хлоридів не більше 350 мг/л і сульфатів до 500мг/л		Не нормується*		
Розчинений кисень	Не повинен бути менше 4мг/л у будь який період року в пробі, відібраній до 12-ої години дня		Не повинен бути менше 6 мг/л	Взимку під льодом – менше 4 мг/л, влітку – не менше – 6 мг/л	
БСКповн.	Не повинна перевищувати при 20oC				
	3 мг O ₂ /л	6 мг O ₂ /л	3 мг O ₂ /л (якщо взимку вміст кисню у воді зменшується для водойм вищої і 1-ої категорії до 4мг/л, то дозволяється тільки скид води, що не впливає на БСК)		

Продовження табл. 4.1					
1	2	3	4	5	6
ХПК	Не повинна перевищувати		Не встановлено		
	15 мг О ₂ /л	30 мг О ₂ /л			
Збудники хвороб	Не допускаються (після знезаражування біологічно очищених вод колі-індекс не повинен перевищувати 1000 при вмісті залишкового хлору 1,5мг/л)				

Місця на водних об'єктах, де мають дотримуватися встановлені норми якості води, називають **контрольними створами** (на водотоках) або пунктами (на водоймах).

При господарсько-питному водокористуванні норми якості води мають дотримуватися вище за течією впродовж 1 км (для водотоку) або на акваторії в межах 1 км (для водойми) від місця розташування водозабору для господарсько-питного водопостачання населення чи водопостачання підприємств харчової промисловості.

При рибогосподарському використанні водного об'єкта норми якості води мають дотримуватися на ділянці водотоку або акваторії водойми, починаючи з контрольного створу або пункту, що розміщується не далі ніж на відстані 500 м від місця скиду стічних вод.

5 Розрахунок необхідного ступеня очистки стічних вод

Водоймища мають здатність до самоочищення, що треба мати на увазі при проектуванні очисних споруд і визначені необхідного ступеня очистки.

Необхідний ступень очистки стічних вод, що припустиме при скиданні у водоймище, знаходять за наступними показниками: вміст завислих речовин; потреба розчинного кисню; припустима БСК стічних вод, зміни активної реакції води, та інших забруднюючих речовин.

Ступень потрібної (необхідної) очистки за забруднюючими речовинами визначають у %, за формулою

$$E = \frac{C_{en} - C_{ex}}{C_{en}} \times 100, \quad (5.1)$$

де C_{en} – вміст забруднюючих речовин до очистки, мг/л;

C_{ex} – припустимий вміст забруднюючих речовин у очищеній стічній воді, що може бути скинута у водоймище, мг/л.

5.1 Визначення вмісту завислих речовин, припустимих до скидання у водоймище

Вміст завислих речовин у воді водоймища після скидання стічних вод не повинен зростати більше ніж на 0,25 і 0,75 мг/л для водоймищ відповідно першої (господарсько-питне) та другої (комунально-побутове) категорій – $C_{прип.}$ (дивись табл.4,1)

Вміст завислих речовин, мг/л, припустимих до скидання у водоймище

$$C = \left(\gamma \cdot \frac{Q}{q} + 1 \right) \cdot C_{прип.} + C_{\epsilon}, \quad (5.2)$$

де Q – найменші середні місячні витрати води у водоймища 95% забезпеченості, $м^3/с$;

γ – коефіцієнт змішування, що показує, яка частина води у водоймищі змішуються зі стічними водами в розрахунковому відведенні;

q – витрати стічних вод, $м^3$

$C_{прип.}$ – припустиме санітарними нормами зростання вмісту завислих речовин у воді водоймища після скидання в неї стічних вод, мг/л;

C_{ϵ} – вміст завислих речовин у воді водоймища до скидання стічних вод, мг/л.

5.2 Встановлення значення БСК_{повн} L_{ex} у стічній воді
припустимо при скиданні у водойму, мгО₂/л

$$L_{ex} = \frac{\gamma \cdot Q}{q \cdot 10^{-K'_1 \cdot t}} \cdot \left(L_{ГДК} - L_P \cdot 10^{-K''_1 \cdot t} \right) + \frac{L_{ГДК}}{10^{-K'_1 \cdot t}}, \quad (5.3)$$

де K'_1 і K''_1 – константи швидкості споживання кисню стічною та річковою водою (K'_1 можливо прийняти 0,15 – 0,2доб⁻¹, K''_1 – 0,1доб⁻¹);

$L_{ГДК}$ – гранично припустимі БСК_{повн} суміші річкової та стічної води в розрахунковому створі; для водойми питного та культурно-побутового водокористування I і II категорії ця величина приймається відповідно 3 і 6 мг/л;

L_P – БСК_{повн} річкової води вище скидання стічних вод;

t – тривалість переміщення води від місця скидання стічних вод до розрахункового створу, дорівнює відношенню відстані по фарватеру від місця скидання стічних вод до контрольного створу до середньої течії води в річці, доб

$$t = \frac{L_\phi - 1000}{V_p \cdot 86400}, \text{доб.} \quad (5.4)$$

При господарсько-питному водокористуванні норми якості води або її природний склад і властивості мають дотримуватися вище за течією впродовж 1 км (для водотоку) або на акваторії в межах 1 км (для водойми) від місця розташування водозабору для господарсько-питного водопостачання населення чи водопостачання підприємств харчової промисловості.

5.3 Регламентация БСК_{повн} L_{EX} стоку, мгО₂/л, за кисневим режимом
водоймища

$$L_{EX} = \gamma \cdot \frac{Q}{q \cdot 0,4} \cdot (O_P - 0,4 \cdot L_P - O) - \frac{O}{0,4}, \quad (5.5)$$

де O_p - вміст розчиненого кисню у воді водоймища вище місця скидання стічних вод, мг/л;

O - мінімально припустимий вміст кисню у воді водоймища, мг/л, (дивись табл. 4.1).

5.4 Приклади розрахунків

Завдання № 1

Визначити, потрібна чи ні добавка біогенних елементів для обробки побутових стічних вод біологічним методом.

Виконання

Потрібне мінімальне число біогенних елементів визначається співвідношенням яке наводиться в [1], це $БСК_{повн.} : N : P = 100 : 5 : 1$.

У побутових водах співвідношення цих величин може бути підраховане виходячи з норм забруднення на одного мешканця. При цьому слід враховувати, що на споруди біологічної очистки стічна вода, як правило, потрапляє після проходження споруд механічної очистки, в результаті чого концентрація фосфатів знижується приблизно на 20 – 30%.

$БСК_{повн.}$ освітленої води знаходять з норми 40 г/доб. на одного мешканця. Кількість амонійного азоту складає 8 мг/л. При розрахунку концентрації фосфору враховують ефективність відстоювання в первинних відстійниках та, крім того виконують перерахунок з концентрації у одиницях P_2O_5 на P, або $3,3 \times 0,7 \times 0,437 = 1,01$ г/доб. на одного мешканця, де 0,437 – співвідношення двох атомних мас фосфору (62) до молекулярної маси фосфорного ангідриду (142).

Таким чином, у побутовій воді, що потрапляє на біохімічну очистку, будемо мати: $БСК_{повн.} : N : P = 40 : 8 : 1,01$ чи, приймаючи $БСК_{повн.}$ за 100, отримуємо $БСК_{повн.} : N : P = 100 : 20 : 2,5$.

На кожні 100 мг/л $БСК_{повн.}$ у воді буде 20 мг/л амонійного азоту та 2,5 мг/л фосфору. Це більш чим мінімально допустима кількість і тому

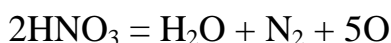
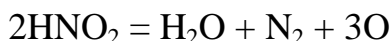
додавання біогенних елементів у побутові води не потрібне. Результати розрахунку будуть справедливими за будь-якої норми водопостачання.

Завдання № 2

У воді, що очищена біохімічно знайдено 1,5мг/л азоту нітритів і 10 мг/л нітратів. Визначити запас хімічно зв'язаного кисню, який забезпечує компенсацію залишкового БСК води, а отже, стабільність очищеної води.

Виконання

Підрахуємо кількість кисню, що виділяється в наслідок денітрифікації нітритного та нітратного азотів:



На 1 атом азоту нітритів приходить 1,5 атому кисню, який виділяється, або 1,71 мг O_2 на 1 мг N, а на один атом азота нітратів – 2,5 атому кисню, чи 2,86 мг O_2 на 1мг N. Отже запас зв'язаного кисню в очищеній воді складає $1,71 \times 1,5 + 2,86 \times 10 = 31,2$ мг/л.

Вода з таким вмістом нітритів та нітратів стабільна, таким чином уводі дуже високий запас зв'язаного кисню.

Завдання № 3

Для наступних умов визначити:

- 1) розрахункові витрати стічних вод;
- 2) середні концентрації забруднень у суміші стічних вод міста;
- 3) еквівалентне та зведене число мешканців;
- 4) кількість забруднень у стічних водах припустимих до скидання у водоймище (вміст завислих речовин, значення $\text{БСК}_{\text{повн.}} - L_{\text{ex}}$ у стічній воді, регламентація $\text{БСК}_{\text{повн.}} - L_{\text{ex}}$ стоку за кисневим режимом водоймища).

Умови:

1. Кількість мешканців міста 88000 чоловік.
2. Норма водовідведення на одного мешканця 250 л/доб.
3. Данні по промислових підприємствах:

№ пром. підприємства	Кількість стічних вод, відведених від промислового підприємства, м3/доб	Забруднення стічних вод	
		Вміст завислих речовин, мг/л	БСК _{повн.} , мг O_2 /л
1	900	160	85
2	990	220	560

4. Середня зимова температура стічних вод 14°C.

5. Дані по поверхневому водоймищу:

- господарсько-питне водокористування;
- відстань від очисних споруд до водоймища 1180 м;
- середні найменші витрати води у водоймище 95% забезпеченості 7,64 м³/с;
- вміст розчиненого кисню 6 мг/л;
- вміст органічних забруднень у річці за БСК_{повн} 3 мгО₂/л;
- швидкість течії води в річці 0,5 м/с;
- вміст завислих речовин 8 мг/л;
- коефіцієнт змішування стічних вод з водою в річці 0,75;
- відстань до найближчого створу водокористування від міста скидання стічних вод – 6 км;
- константа швидкості споживання кисню стічною водою $k_1 = 0,16$;
- константа швидкості споживання кисню річковою водою $k_1'' = 0,1$.

Виконання

1. Розрахункові витрати стічних вод

Середньодобові витрати побутових стічних вод від населення м³/доб. визначаються за формулою (1.1):

$$Q_{\text{сер.доб.побут.}} = \frac{1,05 \cdot 88000 \cdot 250}{1000} = 23100 \text{ м}^3 / \text{доб.}$$

Таким чином добові витрати стічних вод від міста, м³/доб., визначаються за формулою (1.2):

$$Q_{\text{сер.доб.}} = Q_{\text{сер.доб.побут.}} + Q_{nn1} + Q_{nn2};$$

де Q_{nn1} і Q_{nn2} - середньодобові витрати стічних вод від промислових підприємств.

$$Q_{\text{сер.доб.}} = 23100 + 900 + 990 = 24990 \text{ м}^3 / \text{доб.}; \quad - \quad Q_{\text{сер.доб.}} = 0,289 \text{ м}^3 / \text{с.}$$

Розрахункові добові витрати стічних вод, м³/доб., визначаються за формулою (1.3):

$$Q_{\text{роз.доб.}} = 24990 \cdot 1,2 = 29988 \text{ м}^3 / \text{доб.}$$

Розрахункові максимальні та мінімальні секундні витрати стічних вод визначаються за формулами (1.4 та 1.5). $K_{gen.max} = 1,54$ та $K_{gen.min} = 0,63$.

$$q_{max.c} = \frac{29988 \cdot 1,54 \cdot 1000}{24 \cdot 3600} = 534,5 \text{ л/с};$$

$$Q_{cod.max} = 534,5 \cdot 3,6 = 1924,2 \text{ м}^3/\text{год}.$$

$$q_{min.c} = \frac{29988 \cdot 0,63 \cdot 1000}{24 \cdot 3600} = 218,66 \text{ л/с};$$

$$Q_{cod.min} = 218,66 \cdot 3,6 = 787,18 \text{ м}^3/\text{год}.$$

2. Середні концентрації забруднень у суміші стічних вод міста;

Концентрацію завислих речовин у стічних водах від населення, мг/л, визначають за формулою (2.1):

$$C_{en}^{побут} = \frac{65 \cdot 1000}{250} = 260 \text{ мг/л}.$$

Концентрацію забруднень за БСК_{повн.} у стічних водах від населення, мг/л, визначають за формулою (2.1)

$$L_{en}^{побут} = \frac{40 \cdot 1000}{250} = 160 \text{ мг/л}.$$

Середню концентрацію забруднень у загальному стоку води від міста визначають як середньозавислу величину, мг/л, за формулою (2.3):

за завислими речовинами:

$$C_{en} = \frac{C_{en}^{побут} \cdot Q_{сер.доб.}^{побут} + C_{en}^{1np} \cdot Q_{сер.доб.}^{1np} + C_{en}^{2np} \cdot Q_{сер.доб.}^{2np}}{Q_{сер.доб.}^{побут} + Q_{сер.доб.}^{1np} + Q_{сер.доб.}^{2np}};$$

$$C_{en} = \frac{260 \cdot 23100 + 160 \cdot 900 + 220 \cdot 990}{23100 + 900 + 990} = 254,21 \text{ мг/л};$$

за БСК_{повн.}:

$$L_{en} = \frac{L_{en}^{побут} \cdot Q_{сер.доб.}^{побут} + L_{en}^{1np} \cdot Q_{сер.доб.}^{1np} + L_{en}^{2np} \cdot Q_{сер.доб.}^{2np}}{Q_{сер.доб.}^{побут} + Q_{сер.доб.}^{1np} + Q_{сер.доб.}^{2np}};$$

$$L_{en} = \frac{160 \cdot 23100 + 85 \cdot 900 + 560 \cdot 990}{23100 + 900 + 990} = 173,15 \text{ мг/л}.$$

3. Визначення еквівалентного та зведеного числа мешканців

Еквівалентне (фіктивне) число мешканців визначають за двома показниками згідно з формулами (3.1 та 3.2)

- завислих речовинах

$$\text{пром. підприємство №1} - N2_{\text{екв.}}^c = \frac{160 \times 900}{65} = 2215$$

$$\text{пром. підприємство №2} - N1_{\text{екв.}}^c = \frac{220 \times 990}{65} = 3351$$

і - БСК_{повн.}

$$\text{пром. підприємство №1} - N1_{\text{екв.}}^L = \frac{85 \times 900}{40} = 1913$$

$$\text{пром. підприємство №2} - N2_{\text{екв.}}^L = \frac{560 \times 990}{40} = 13860$$

Зведене число мешканців також визначають двічі: за завислими речовинами та за БСК_{повн.}

$N_{\text{звед}}$ за завислими речовинами:

$$N_{\text{звед.}}^c = 88000 + 2215 + 3351 = 93566;$$

$N_{\text{звед}}$ за БСК_{повн.}:

$$N_{\text{звед.}}^L = 88000 + 1913 + 13860 = 103773 .$$

Зведене число мешканців за кількістю зважених речовин використовується при розрахунку споруд механічної очистки, а за БСК_{повн.} – при розрахунку споруд біологічної очистки.

4. Кількість забруднень у стічних водах припустимих до скидання у водоймище

Визначення вмісту завислих речовин, припустимих до скидання у водоймища, згідно з формулою (5.2). Вміст завислих речовин у воді водоймища після скидання стічних вод не повинен зростати більше ніж на 0,25 мг/л першої (господарсько-питне) категорії – $C_{\text{прип.}}$ (дивись табл.4,1). $C_{\text{прип}}$ – припустиме санітарними нормами зростання вмісту завислих речовин у воді водоймища після скидання до неї стічних вод, 0,25 мг/л;

$$C = \left(0,75 \cdot \frac{7,64}{0,289} + 1 \right) \cdot 0,25 + 8 = 13,2 \text{ мг/л}$$

Визначаємо необхідний ступень очистки за завислими речовинами за формулою (5.1):

$$E = \frac{254,2 - 13,2}{254,2} \times 100 = 95\%$$

Встановлення значення $БСК_{повн.} - L_{ex}$ у стічній воді припустиме до скидання, згідно з формулою (5.3).

Для цього на початку визначаємо t – тривалість переміщення води від місця скидання стічних вод до розрахункового створу, за формулою (5.4)

$$t = \frac{6000 - 1000}{0,5 \times 86400} = 0,11 \text{ доб.}$$

$$L_{ex} = \frac{0,75 \cdot 7,64}{0,289 \cdot 10^{-0,16 \times 0,11}} \left(3 - 3 \cdot 10^{-0,1 \times 0,11} \right) + \frac{3}{10^{-0,16 \times 0,11}} = 4,67 \text{ мгO}_2/\text{л}$$

Визначаємо необхідний ступень очистки за формулою (5.1):

$$E = \frac{173,15 - 4,67}{173,15} \times 100 = 97\%$$

Регламентация $БСК_{повн} L_{EX}$ стоку, $\text{мгO}_2/\text{л}$, за кисневим режимом водоймища здійснюється за формулою (5.5)

O - мінімально припустимий вміст кисню у воді водоймища визначається за табл. 4.1 – бмг/л .

$$L_{ex} = 0,75 \cdot \frac{7,64}{0,4 \cdot 0,289} (6 - 0,4 \cdot 3 - 4) - \frac{4}{0,4} = 29,6 \text{ мгO}_2/\text{л}.$$

Визначаємо необхідний ступень очистки за формулою (5.1):

$$E = \frac{173,15 - 29,6}{173,15} \times 100 = 83\%$$

Таким чином стічна вода потребує глибокої очистки. Технологічна схема включає в себе споруди для механічної і біологічної очистки, доочистки і знезаражування стічних вод та обробки осадів.

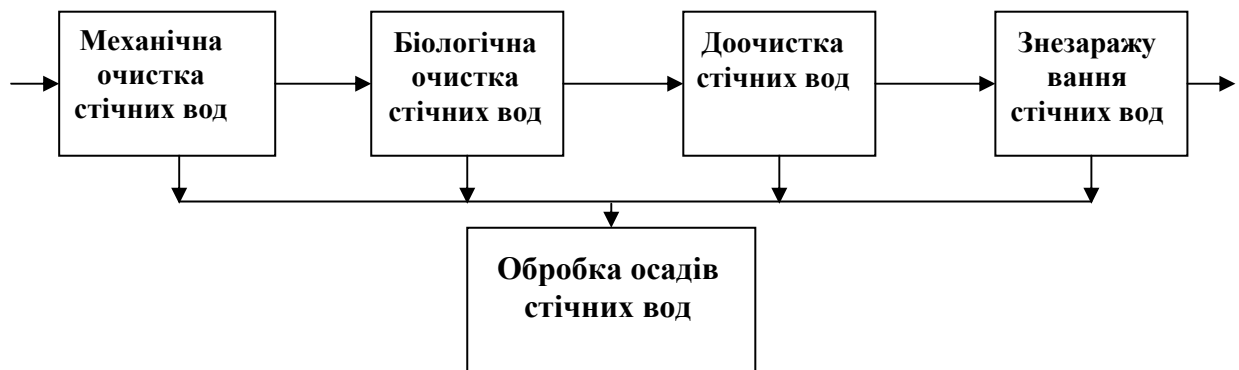


Рис. 5.1 – Блок-схема процесу очистки міських стічних вод:

1 – стічні води, 2 – очищені стічні води, 3 – осади, утворювані в процесі очистки стічних вод.

Технологічна схема очистки стічних вод приймається у відповідності до норм проектування окремих споруд і техніко-економічних розрахунків у залежності від:

- складу та властивостей стічних вод;
- необхідного ступеня очистки стічних вод;
- продуктивності очисної станції;
- потужності водойми, в яку скидаються очищені стічні води;
- методу утилізації утворюваних осадів;
- місцевих умов.

6 ГРАТИ

Призначення і класифікація ґрат

Ґрати призначені для вилучення із стічних вод крупних покидьків: паперу, кісток, ганчірок, гілля, каміння, залишків овочів і фруктів, пластмасової тари тощо. Звичайно **ґрати** являють собою похилі чи вертикальні металеві стержні, закріплені на металевій рамі, що встановлюється в каналі на шляху руху стічних вод. Відстань між двома сусідніми стержнями в ґратах називають **отворами ґрат**. Величина отвору ґрат визначає мінімальне значення одного з вимірів покидьків, що затримуються на них. Ґрати поділяються:

- у залежності від величини отворів ґрат:

- а) ґрати грубої очистки (отвори 30-200 мм);
- б) ґрати середньої очистки (отвори 10-30 мм);
- в) ґрати тонкої очистки (отвори 1- 10 мм);

- у залежності від способу очистки ґрат від покидьків:

- а) ґрати з ручною очисткою;
- б) ґрати з механізованою очисткою;
- в) самоочищувані механізовані ґрати;

- у залежності від конструкції:

- а) ґрати з нерухомими стержнями;
- в) ґрати з рухомими стержнями.

Ґрати виконують захисну функцію по відношенню до наступних споруд для очистки стічних вод. Попадання покидьків у пісколовки і відстійники є неприпустимим: вони намотуються на механічне обладнання цих споруд, що може призвести до порушення їх нормальної роботи, випадають у осад, ускладнюючи його вивантаження, транспортування і обробку.

Ґрати з отворами не більше 16 мм повинні встановлюватись на всіх очисних спорудах. Дозволяється не встановлювати ґрати лише в тому випадку, коли в насосній станції, що подає стічні води на очисні споруди, встановлені ґрати з отворами не більше 16 мм, а сама насосна станція знаходиться в безпосередній близькості чи на території очисних споруд.

Конструкції ґрат

Найчастіше ґрати виготовляють зі стержнів прямокутного перетину розміром 10× 60 мм, іноді зустрічаються стержні іншої форми поперечного перетину.

Оскільки ґрати стискають поперечний перетин потоку то їх встановлюють у розширених каналах, які називаються **камерами ґрат**. Рух води через ґрати відбувається самопливом. Камера ґрат проектується таким чином, щоб на її дні не осаджувались крупні мінеральні домішки, пісок, а також завислі речовини. Ширина і наповнення камери ґрат підбирають таким чином, щоб при максимальному годинному протоці швидкість руху стічних вод у отворах ґрат не перевищувала 0,8-1 м/с (при

більших швидкостях затримані на ґратах покидьки можуть протискуватись між стержнями ґрат). У той же час при мінімальному годинному притоку швидкість руху стічних вод у камері до і після ґрат не повинна бути меншою 0,4 м/с для запобігання її замулюванню.

Якщо камера ґрат є ширшою від підвідного каналу стічних вод, її з'єднання з каналом здійснюється поступовим розширенням стінок останнього під кутом 20° до осі каналу. Довжина камери за ґратами повинна бути не меншою 1 м. З'єднання камери з відвідним каналом здійснюється поступовим звуженням її стінок (рис. 6.1).

Для запобігання підтопленню підвідного каналу і камери перед ґратами дно камери безпосередньо за ґратами повинно бути знижене на величину втрат напору, які виникають при максимальному потоку стічних вод через ґрати. Підлога приміщення ґрат повинна розмішуватись на 0,5 м вище максимального рівня води в камері ґрат для запобігання затопленню приміщення (наприклад при випаданні великих дощів)

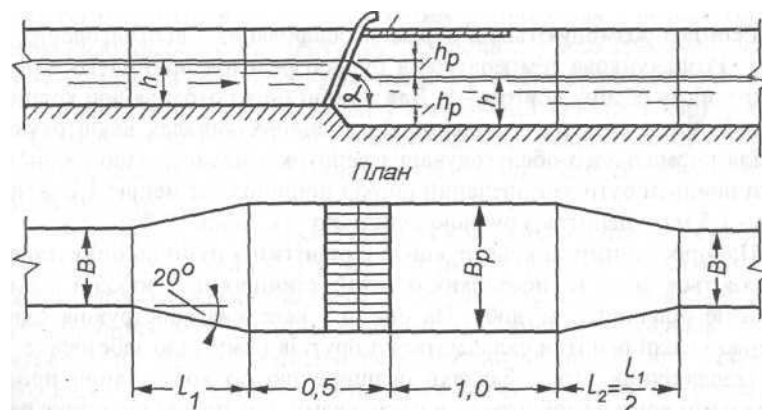


Рис. 6.1 – Схема встановлення ґрат

Для забезпечення надійності роботи очисної станції слід встановлювати резервні ґрати. Число резервних ґрат приймається в залежності від числа робочих за табл. 6.1 (табл.22 [1]).

ґрати розміщуються в окремих опалюваних і вентиляваних приміщеннях. Розрахункова температура в будівлі ґрат приймається рівною $+ 16^\circ\text{C}$, кратність обміну повітря - 5. Для запобігання потраплянню холодного повітря в будівлю ґрат у підвідних і відвідних

каналах влаштовуються завіси. Для нормального обслуговування ґрат з механізованою очисткою між ними повинен бути забезпечений прохід

Табл. 6.1 – Число резервних ґрат (табл. 22 [1])

Тип ґрат	Число ґрат	
	Робочих	Резервних
З механізованими граблинами і з прозорами шириною, мм		
більше 20	1 і більш	1
16 – 20	1-3	1
16 – 20	більше 3	2
ґрати-дробарки, що встановлюються:		
на трубопроводах	1-3	1 (з ручною очисткою)
на каналах	1-3	1
	більше 3	2

шириною не менше 1,2 м (перед фронтом - 1,5 м), а ґрат з ручною очисткою - не менше 0,7 м.

Найпростішими за конструкцією є **ґрати з ручною очисткою**, встановлюються лише на невеликих очисних станціях при добовій кількості покидьків не більше 0,1 м³/добу. На рис. 6.2 наведено конструкцію однієї з них. Стержні, що виступають над рівнем підлоги, утворюють місце для встановлення під ними корита для збирання покидьків. Видалення покидьків з ґрат у корито здійснюється оператором один чи декілька разів на добу граблями на довгій ручці.

ґрати з ручною очисткою не випускаються серійно, їх виготовляють на місці монтажу.

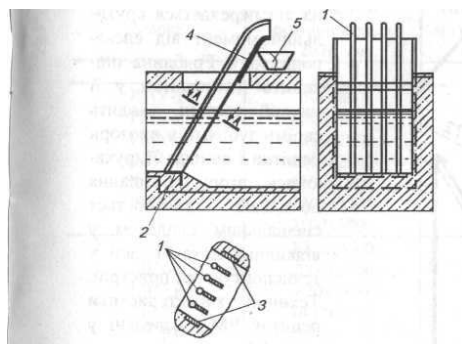


Рис.6.2 – ґрати з ручною очисткою: 1 - стержні; 2 - поперечина; 3 – бокові смуги; 4 – сталевий лист; 5 - корито

Механізовані грати застосовують при кількості затримуваних покидьків більше $0,1 \text{ м}^3/\text{добу}$. Головним елементом, що забезпечує вилучення покидьків з ґрат і підйом їх із води, є так звана граблина - горизонтальна металева рейка з зубцями, які входять у отвори ґрат. Граблини можуть розміщуватися як перед (по ходу рідини), так і позаду ґрат. За конструкцією тягового елемента, що приводить у дію граблини ґрат, їх можна поділити на грати з ланцюговим і з тросовим тяговим елементом.

Найбільшого застосування у вітчизняній практиці набули механізовані грати типів РМУ і МГ, призначені для механізованого видалення і вивантаження вилучених зі стічних вод покидьків безпосередньо в контейнер або на транспортер.

Вертикальні грати типу РМУ встановлюються на станціях малої і середньої продуктивності. На рис. 6.3 представлено грати типу РМУ-2 з тросовим тяговим елементом, перевагою якої є те, що вона не має під водою механізмів опускання і підйому граблини для знімання покидьків. Видалення покидьків у цих ґратах здійснюється граблиною, шарнірно з'єднаною з рухомою кареткою. Граблина розміщується позаду ґрат, що робить неможливим продавлювання покидьків при їх очистці. Зворотньо-поступальний рух граблини по замкнутому контуру знизу вгору і назад здійснюється за допомогою сталевих канатів, що намотуються на барабани, куди передається крутільний момент від електроприводу. Граблина підходить до ґрат у нижній частині, входить своїми зубцями в прозори ґрат і очищає їх, рухаючись угору. Скидання покидьків здійснюється спеціальним скидачем у відкидний лоток і далі в транспортуючий пристрій. Технічні характеристики ґрат РМУ наведені в табл. 6.2.

Для невеликих очисних станцій продуктивністю 1,4, 2,7, 4,2 і 7 тис. $\text{м}^3/\text{добу}$ розроблено типові проекти будівель ґрат з використанням двох ґрат марки РМУ-1 (рис. 6.4). І в будівлю ґрат стічна вода надходить по

підвідних каналах. Затримані на ґратах покидьки періодично видаляються граблинами і скидаються в контейнер. Заповнені контейнери встановлюються краном на візок і вивозяться з будівлі, після цього за допомогою монорельсу і талі переміщуються на автомобіль. В будівлі ґрат передбачено встановлення насоса гідроелеватора піскоуловлювачів, який працює періодично і запускається в роботу за допомогою вакуум-насоса. Деякі дані за типовими проектами будівель ґрат з механізованими ґратами типу РМУ наведені у табл. 6.3. Для ґрат РМУ-2, РМУ-3, РМУ-1Б і РМУ-5Б розроблено типові проекти з вивезенням покидьків, а для ґрат РМУ-3, РМУ-4Б і РМУ-5Б - типові проекти з подрібненням покидьків.

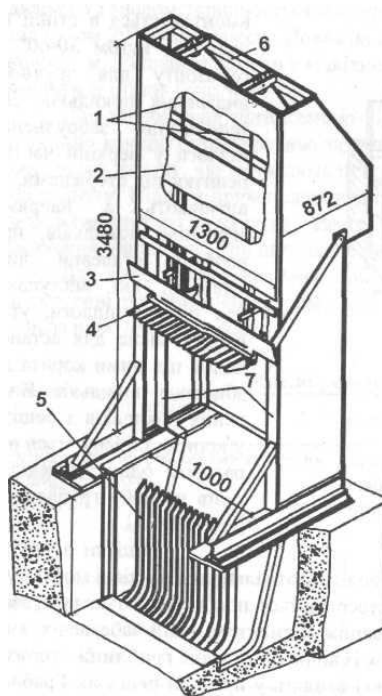


Рис. 6.3 – Ґрати РМУ-2:

1 - канат; 2 - рухома каретка; 3 - скидувач; 4 - граблина; 5 -ґрати; 6 - верхня траверса; 7 – стійки

При цьому покидьки, видалені з ґрат, горизонтально-похилим конвеєром спрямовуються у дробарку. Сортування покидьків з метою видалення включень, що не підлягають подрібненню (метал, каміння тощо), здійснюється на конвеєрній стрічці оператором, для чого обладнується спеціальний пост. Подрібнені покидьки, розбавлені водою, по лотку надходять у канал перед ґратами.

Таблиця 6.2 – Основні показники механізованих ґрат РМУ і МГ

Марка	Номинальні розміри каналу $B \times H$, мм	Ширина каналу в місці встановлення ґрат, мм	Число прозорів ґрат
1	2	3	4
РМУ-1	600x800	685	21
РМУ-2	1000x1000	1550	39
РМУ-3	1000x2000	1550	39
РМУ-4Б	1500x2000	2035	60
РМУ-5Б	2000x2000	2535	84
РМУ-6	2000x2500	2535	84
РМУ-7	2500x3000	3035	107
МГ5Т	2000x2000	2290	84
МГ6Т	2000x2000	2290	84
МГ7Т	800x1400	950	31
МГ8Т	1400x2000	1570	55
МГ9Т	1000x1200	1140	39
МГ10Т	1000x2000	1200	39
МГ11Т	1000x1600	1200	39
МГ12Т	1600x2000	1790	64

Таблиця 6.3 – Основні показники типових проектів будівель ґрат

Марка ґрат	Число робочих (резервних) агрегатів	Пропускна здатність, тис $\text{м}^3/\text{добу}$	Розміри будівлі в плані, м	Номер типового проекту
РМУ-1Б	2(1)	4 – 6	6 * 12	902-2-449.88
РМУ-2Б	2(1)	14 – 18	6 * 13,5	902-2-450.88
РМУ-1, РМУ-2	3(2)	80	6 * 18	902-2-367.83
РМУ-3	3(2)	100	7,5 * 15	902-2-452.88
РМУ-3	3(2)	140	9 * 27	902-2-451.88
РМУ-4Б	3(2)	140 – 175	6 * 24	902-2-453.88
РМУ-4Ц	3(2)	140 – 175	9 * 27	902-2-454.88
РМУ-5Б	3(2)	190 – 240	6 * 30	902-2-455.88
РМУ-5Ц	3(2)	190 – 240	12 * 30	902-2-456.88

В будівлі з трьома ґратами РМУ-3 (рис. 6.5) встановлюється одна дробарка Д-3Б продуктивністю 0,5 т/год (резервна дробарка знаходиться в будівлі ґрат), у будівлях ґрат з трьома ґратами РМУ-4Б і РМУ-5Б - дві дробарки продуктивністю 1 т/год (одна робоча, одна резервна). На випадок виходу з ладу конвеєра під скидуючі пристрої ґрат встановлюються контейнери для покидьків. На каналах перед ґратами встановлюються щитові затвори з електроприводом, а після ґрат - щитові затвори без електропривода.

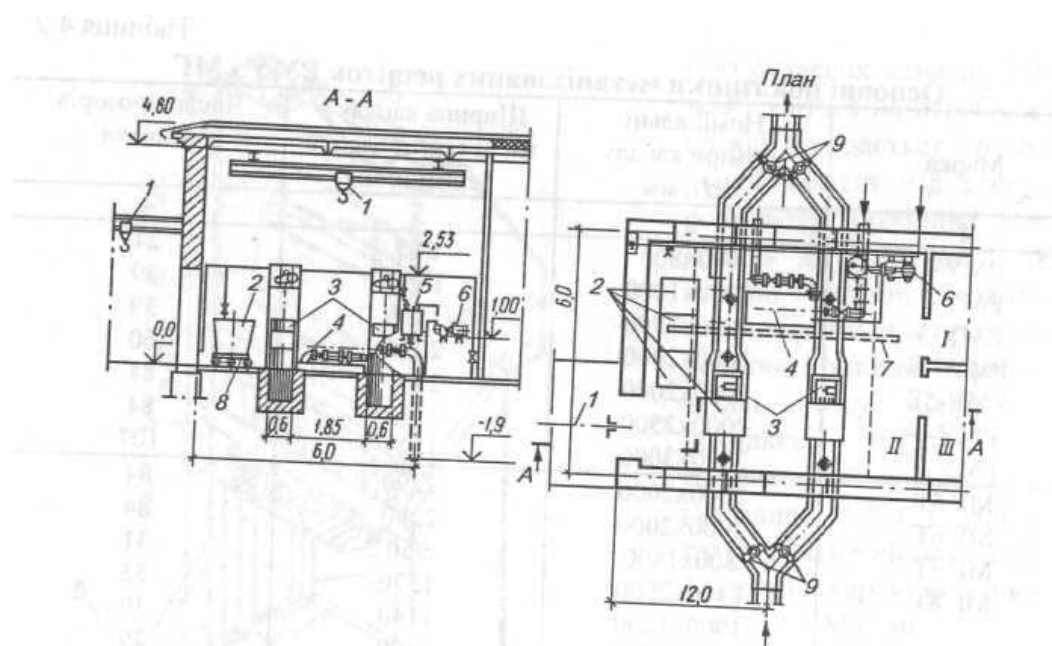


Рис.6.4 – Приміщення ґрат для станцій очистки стічних вод продуктивністю 1,4 – 7 тис. м³/доб:

I – електрощитова; II – зал ґрат; III – вентиляційна камера; 1 – таль ручна; 2 – контейнер для покидьків; 3 – ґрати; 4 – вісь відцентрового насоса; 5 – циркуляційний насос; 6 – вакуум-насос; 7 – кран підвісний; 8 – візок для контейнерів; 9 – затвори щитові

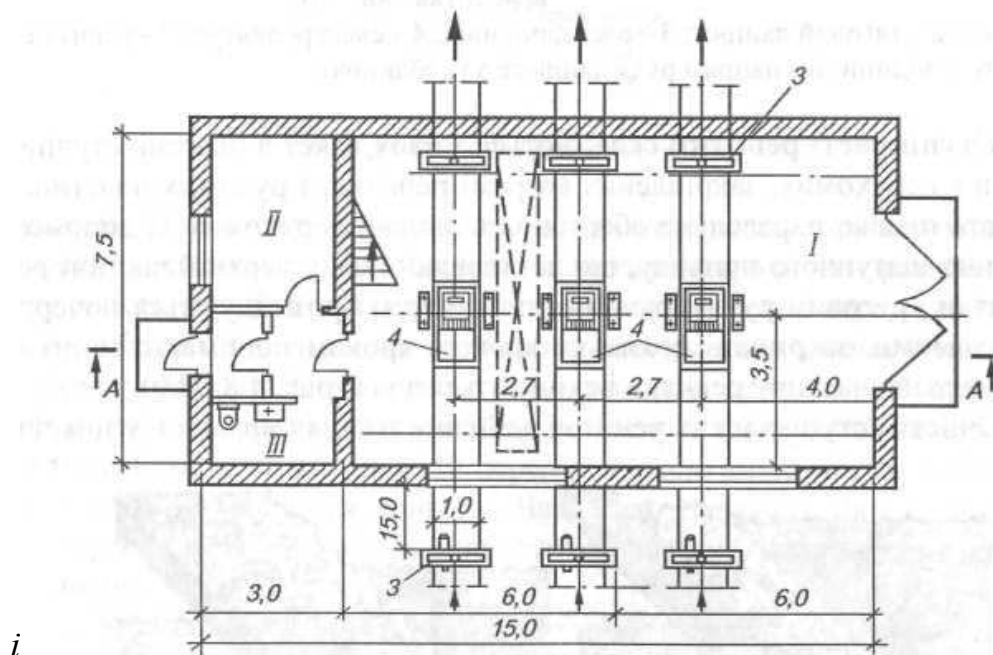


Рис.6.5 – Будівля з трьома ґратами типу РМУ-3 (варіант з вивезенням покидьків):

I - зал ґрат; II - кімната чергового; III - санвузол; 1 - кран підвісний електричний; 2 - ґрати; 3 - щитові затвори; 4 - контейнери для покидьків

Похилі ґрати МГ5Т-МГ12Т (рис. 6.6), які використовуються на станціях середньої і великої продуктивності, встановлюються під кутом 80° до горизонту. Рухаючись під дією ланцюгового приводу знизу вверх, ґраблини (їх може бути декілька) своїми зубцями входять спереду (по ходу рідини) в отвори ґрат, очищають її і видаляють покидьки зі стічної води.

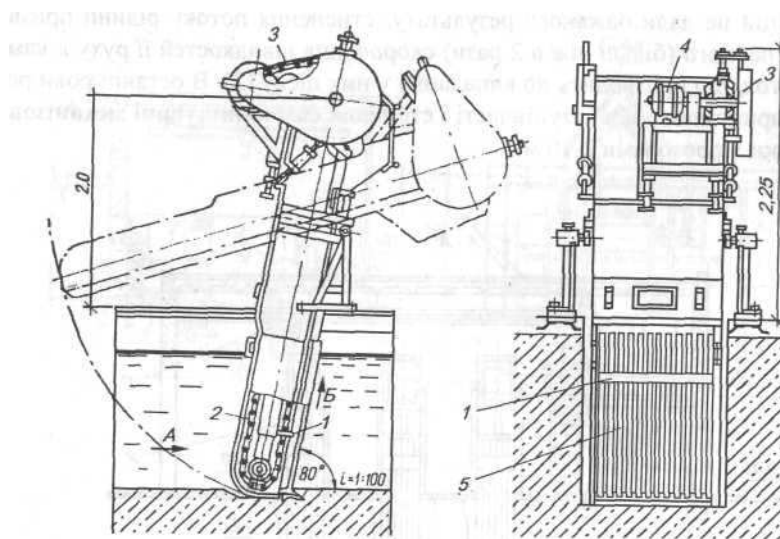


Рис 6.6 Механізовані ґрати типу МГ:

1 - ґраблина; 2 - тяговий ланцюг; 3 - електропривід; 4 - електродвигун; 5 - ґрати; А - напрям руху рідини; Б - напрям руху ланцюга з ґраблиною

Кількість затримуваних покидьків може бути значно збільшена при застосуванні на очисних станціях ґрат з отворами, меншими ніж звичайно. Однак спроби зменшити ширину отворів у ґратах розглянутих вище конструкцій не дали бажаного результату: стиснення потоку рідини призводить до значного (більше ніж у 2 рази) скорочення швидкостей її руху в камерах ґрат, що призводить до випадання в них піску. В останні роки розроблені принципово нові ступінчасті і стрічкові **самоочишувані механізовані ґрати** з прозорами 2-10 мм.

Ступінчасті ґрати складаються з двох пакетів пластин ступінчастої форми нерухомих, закріплених на рамі решітки, і рухомих пластин, що здійснюють плоско-паралельне обертання відносно нерухомих за допомогою кривошипно-шатунного приводу, що встановлюється у верхній частині ґрат. Завдяки круговим посуванням рухомих пластин, які

розміщуються по чергово між нерухомими, затримані покидьки крок за кроком піднімаються сходами у верхню частину ґрат і скидаються з неї (рис. 6.7 і 6.8).

Очистка ступінчастих ґрат здійснюється, як правило, в циклічному режимі. При цьому на поверхні ґрати утворюється фільтруючий шар із затриманих покидьків, що підвищує ефективність очистки рідини. Початок циклу очистки ґрати співпадає з досягненням у каналі перед ґратами верхнього робочого рівня рідини, коли відбувається автоматичне включення приводу ґрати. Круговими рухами рухомих пластин відбувається переміщення вгору затриманих покидьків і очистка фільтруючої поверхні ґрати, в результаті чого рівень води перед ґратами зменшується і відбувається автоматичне відключення приводу. Частота і тривалість циклів очистки при цьому суттєво залежать від витрат стічної рідини і кількості вміщених у ній забруднень.

У табл. 6.4 наведено базові типорозміри ступінчастих ґрат російської фірми «РИОТЗК».

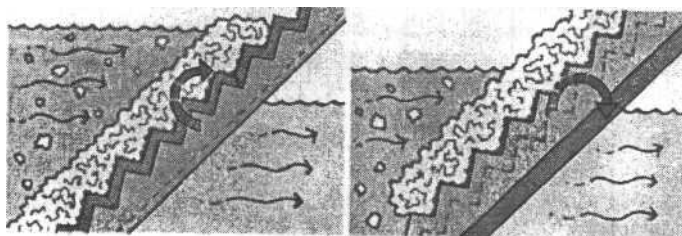


Рис. 6.7 Схема роботи ступінчастої ґрати.

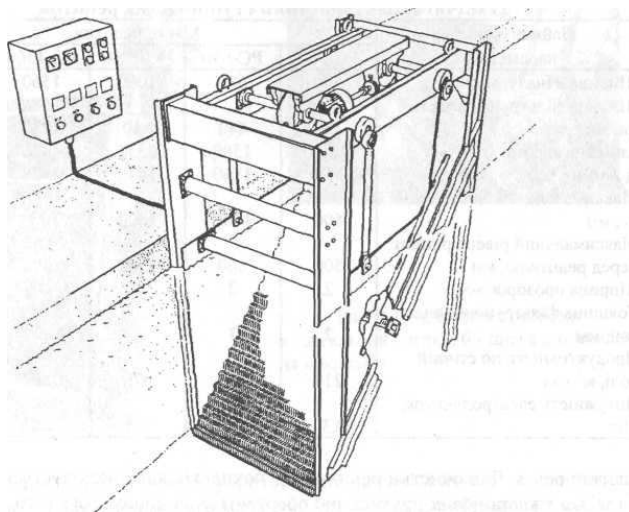


Рис. 6.8 Ступінчати ґрати

Головним елементом *стрічкових грат* є гачки, що виконані із ударостійкої пластмаси. Гачки збираються у вигляді безкінечної стрічки з отворами 1-10 мм, яка власне і є ґратами. Стрічка закріплюється на металевий каркас, що нижньою частиною встановлюється на дно каналу і постійно рухається за допомогою електроприводу, змонтованого у верхній частині рами. Для очистки ґрат від покидьків використовують спеціальну щітку з капронових прутків, що обертається за допомогою того само електродвигуна, який приводить у дію ґрати. Еластичні прутки проникають у прозори ґрат і ефективно очищають гачки від затриманих покидьків, попадаючих на стрічковий конвейєр чи в спеціальні контейнери.

Стрічкові ґрати мають ширину 600-2300 мм, продуктивність - 650-5000 м³/год.

Таблиця 6.4– Технічні характеристики ступінчастих ґрат

Найменування параметра	Марка ґрат				
	PC-500	PC-630	PC-1000	PC-1560	PC-1960
Ширина каналу, мм	500	630	1060	1560	1960
Ширина фільтруючої частини, мм	350	440	840	1270	1670
Загальна висота, мм	1320	1580	2530	4420	5050
Довжина, мм	850	1160	1440	2420	2820
Максимальна глибина каналу, мм	800	1000	1500	2070	3000
Максимальний рівень рідини перед ґратами, мм	500	660	1200	1400	2200
Ширина прозорів, мм	2	2	2	4	6
Товщина фільтруючих пластин, мм	2	3	3	3	3
Продуктивність по стічній воді, м ³ /год	210	280	970	2500	5900
Потужність електродвигуна, кВт	0,37	1,5	1,5	2,2	2,2

Покидьки та їх переробка

Кількість покидьків, що містяться в стічній рідині, змінюється в залежності від співвідношення між господарсько-побутовими і

виробничими стічними водами, норми водовідведення, періоду року, схеми каналізування міста тощо.

Кількість затримуваних покидьків залежить, головним чином, від ширини отворів ґрат. Для побутових стічних вод кількість покидьків, що затримуються на механізованих ґратах грубої і середньої очистки, наведено в табл. 6.5. На міських очисних станціях найчастіше застосовуються ґрати з отворами 16-20 мм, для яких кількість затримуваних покидьків у розрахунку на одного жителя складає 8 л/рік. При застосуванні ґрат з прозорами 10 мм кількість затримуваних покидьків зростає до 15 л/рік на одного мешканця.

Застосування ступінчастих і стрічкових ґрат дозволяє збільшити кількість затримуваних покидьків у порівнянні зі звичайними механізованими ґратами в 3-6 разів. Середня вологість затримуваних покидьків приймається рівною 80 %, зольність - 7-8 %, густина - 750 кг/м³, а коефіцієнт годинної нерівномірності надходження покидьків - 2.

Таблиця 6.5 – Кількість покидьків, що вилучається на ґратах із господарсько-побутових стічних вод (табл.23 [1])

Ширина отворів ґрат, мм	Кількість покидьків, що знімається з ґрат на 1-го мешканця, л/рік
16-20	8
25-35	3
40-50	2,3
60-80	1,6
90-125	1,2

Для поліпшення санітарного стану навколишнього середовища покидьки, які затримуються на ґратах, повинні бути знешкоджені. В наш час знешкодження покидьків здійснюється наступними способами: мінералізацією в ґрунті; спалюванням; подрібненням з наступною спільною обробкою з осадам стічних вод.

Спалювання покидьків найбільш ефективне. На вітчизняних очисних станціях найбільш поширеним способом переробки затриманих покидьків є їх подрібнення і наступна спільна обробка з осадам стічних вод.

Дробарки і грати-дробарки

Для подрібнення покидьків застосовують незатоплені і затоплені дробарки (грати-дробарки).

Незатоплені дробарки застосовують для подрібнення покидьків, що знімаються з ґрат. На вітчизняних очисних станціях найчастіше використовують молоткові (ударні) дробарки, принцип дії яких полягає в наступному. Покидьки, які завантажуються через бункер, надходять на ротор, що обертається, захоплюються ним і потрапляють між молотками і гребінкою. При взаємодії останніх покидьки подрібнюються і вимиваються через отвори перфорованої ґрати технічною водою (рис. 6.9). На очисних станціях продуктивністю до 100 тис. м³/добу застосовуються дробарки марки Д-3, до 800 тис. м³/добу - ДК-1,0, більше 1 млн. м³/добу - дробарки марки ДК-2,0 (табл. 6.7). При кількості подрібнюваних покидьків більше 1 т/добу передбачається резервна дробарка.

Подрібнення покидьків у незатоплених дробарках, однак, не забезпечує автоматизацію процесу, вимагає використання ручної праці з сортування покидьків у небезпечних санітарних умовах і таким чином не відповідає сучасним вимогам.

Таблиця. 6.7 – Технічні характеристики молоткових дробарок

<i>Марки дробарки</i>	<i>Продуктивність, кг/год.</i>	<i>Потужність електродвигуна, кВт</i>	<i>Витрата води, м³/год.</i>
<i>Д-3</i>	<i>300-600</i>	<i>20, 22</i>	<i>2,5-5</i>
<i>ДК-1,0</i>	<i>1000</i>	<i>55, 75</i>	<i>6-8</i>
<i>ДК-2,0</i>	<i>2000</i>	<i>100, 120</i>	<i>18</i>

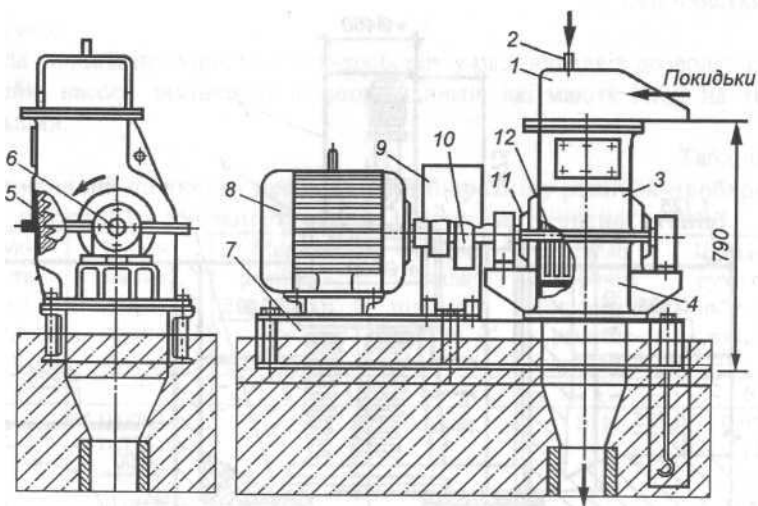


Рис. 6.9 – Дробарка молоткова марки Д-Зб:

1 - завантажувальний бункер; 2 - штуцер; 3 - верхня половина корпусу; 4 - нижня половина корпусу; 5 - дробильна гребінка; 6 - ротор, що складається з валу, дисків і пальців; 7 - зварна рама; 8 - електродвигун; 9 - кожух муфти; 10 - маховик; 11 - перфорована ґрата; 12 - дробильний молоток.

Застосування решіток-дробарок дозволяє затримувати і подрібнювати покидьки безпосередньо в потоці стічних вод, що в порівнянні з попередньою схемою, має наступні переваги:

- 1) покидьки подрібнюються без їх виймання зі стічної води, внаслідок чого значно покращуються санітарні умови роботи обслуговуючого персоналу;*
- 2) в одному агрегаті суміщаються функції двох машин - механізовані ґрати і дробарка;*
- 3) відпадає необхідність у транспортуванні покидьків від ґрат до дробарки;*
- 4) ґрата-дробарка може встановлюватись на відкритому повітрі або під легким навісом, що дозволяє відмовитися від дорогих будівель ґрат;*
- 5) повністю автоматизується технологічний процес механічної очистки стічних вод;*
- 6) мала ширина отворів ґрат-дробарок у ряді випадків дозволяє*

каналізаційні насоси замінювати водопровідними, які мають ККД на 10-15% більший.

Вітчизняна промисловість випускає грати-дробарки марки РД різної продуктивності (табл. 6.8). Грати-дробарки марок РД-100 і РД-200 малої продуктивності встановлюються безпосередньо на підвідному трубопроводі, а марок РД-400, РД-600 і РД-900 - у спеціальних камерах у підвідних каналах. На рис. 6.10 - план встановлення трьох решіток-дробарок, принцип дії яких полягає в наступному. Стічна вода надходить на барабан, що обертається за допомогою мотора-редуктора.

Дрібні покидьки разом зі стічною водою через щілинні отвори проходять всередину барабана і далі через дюкер виходять з решітки-дробарки. Великі покидьки затримуються в щілинних отворах барабана, які складають немовби циліндричну грату. Затримані на гратах покидьки переміщуються при обертанні барабана до тріпальних гребенів, закріплених на нерухомому корпусі. При взаємодії ріжучих пластин і різців, закріплених на барабані, з відповідними ріжучими кромками тріпальних гребенів покидьки подрібнюються. При цьому подрібнення принципом гільйотинних ножиців, а під час контакту ріжучих пластин з тріпальними гребенями - за принципом паралельних ножиців.

Гратам-дробаркам властиві деякі суттєві недоліки, до яких відносять наступні:

- 1) необхідність встановлення великої кількості грат-дробарок на очисних станціях через невелику їх пропускну здатність, що призводить до збільшення вартості будівництва;*
- 2) більші втрати напору в гратах-дробарках (до 40 см), ніж у звичайних гратах;*
- 3) можливість виходу з ладу внаслідок попадання в грату-дробарку металевих та інших предметів;*
- 4) швидке стирання ріжучих елементів грати-дробарки (різців, ріжучих пластин, тріпальних гребенів) унаслідок абразивної дії піску, що міститься в стічних водах;*
- 5) можливість засмічення барабану грат і особливо тріпальних гребенів покидьками, що важко подрібнюються (поліетиленові*

пакети, синтетичні тканини);

- б) невелике зусилля різання покидьків при порівняно невисокій швидкості обертання грат.

Таблиця 6.8 – Рекомендації з вибору необхідного типорозміру грат-дробарок марки РД у залежності від продуктивності очисної станції

Продуктивність очисної станції, м ³ /добу	Максимальна витрата стічних вод, м ³ /с	Марка грат-дробарки	Сумарна площа отворів у барабані, м ²	Число робочих (резервних) грат-дробарок	Швидкість руху рідини в отворах, м/с
1	2	3	4	5	6
12	0,00044	РД-100	0,0076	1(1)	0,058
25	0,00088				0,116
50	0,00175				0,23
100	0,0034				0,46
200	0,0063				0,92
400	0,012	РД-200	0,019	1(1)	0,63
700	0,018			1(1)	0,45
1400	0,033			2(1)	0,87
2700	0,059			3(1)	1,03
4200	0,092	РД-400	0,119	1(1)	0,77
7000	0,147			1(1)	1,23
10000	0,194			2(1)	0,815
17000	0,315			3(1)	0,885
25000	0,445	РД-600	0,445	1(1)	0,98
32000	0,556			1(1)	1,22
40000	0,59			1(1)	1,3
50000	0,72			2(1)	0,79
64000	0,903			2(1)	0,99
80000	1,1			3(1)	0,81
100000	1,33			3(1)	0,975
130000	1,73	РД-900	0,8	2(1)	1
160000	2,13			3(1)	0,89
175000	2,33			3(1)	0,87
220000	2,92			3(1)	1,2
280000	3,72			4(2)	1,16
400000	5,34			6(2)	1,1
500000	6,66			7(2)	1,19
800000	10,7			10(2)	1,33
1000000	13,3			13(2)	1,28

Зазначені недоліки не властиві так званим **круглим ґратами-дробаркам** типу КРД (рис. 6.11). У круглій ґраті-дробарці різці і ріжучі пластини розміщені не на власне ґраті, а на малому дробильному барабані, що виготовляється з металевої товстостінної труби невеликого діаметра. Ґрата і дробильний барабан мають окремі електроприводи, причому дробильний барабан обертається з більшою швидкістю, а ґрата - з меншою. Покидьки, що затримуються на ґраті, переміщуються до дробильного барабана, що за допомогою різців знімає їх з ґрати і подає на тріпальний гребінь, де вони і подрібнюються.

Крім ґрат-дробарок типу РД і КРД вітчизняна промисловість випускає ще радіальні і вертикальні ґрати-дробарки типів РРД і ВРД. У світовій практиці перші ґрати-дробарки були випущені в сорокових роках минулого століття в США фірмою Chicago Pump Co. і отримали назву комінутори. У ФРН ґрати-дробарки випускають фірми Geiger і Condux, в Англії - фірмою Jones and Attword Ltd, у Швеції - фірмою Tornborg Lundberg. Ґрати-дробарки випускають також в Україні та в інших країнах.

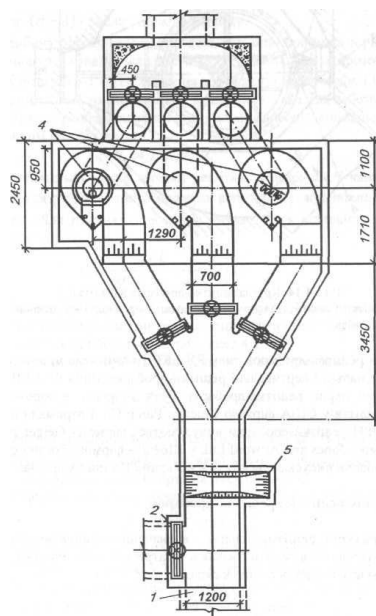


Рис. 6.10 – План встановлення трьох ґрат-дробарок:
 1 - підвідний канал; 2 - затвор-водозлив; 3 - затвор; 4 - ґрата РД-600; 5 –
 приямок для затримання покидьків, що не подрібнюються

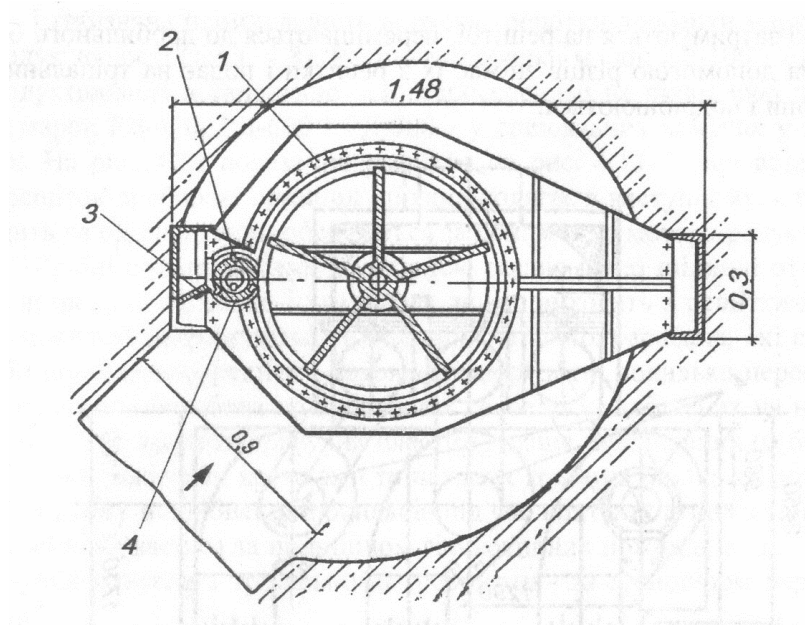


Рис.6.11 Кругла грата-дробарка КРД (план):
1 – круглі-грати з горизонтальними щілинами; 2 - різець; 3 - тріпальні гребені; 4 -дробильний барабан

6.1 Розрахунок ґрат і ґрат-дробарок

Розрахунок ґрат полягає у визначенні розмірів ґрат і камери ґрат, втрат тиску в ґратах і кількості затримуваних покидьків. Кількість отворів ґрат складає

$$n = \frac{q_{\max} \cdot k_3}{b \cdot h_1 \cdot v}, \quad (6.1)$$

А загальна ширина ґрат

$$B = b \cdot n + s \cdot (n - 1) \text{ м}, \quad (6.2)$$

де n - число отворів;

q - максимальна витрата стічних вод на одні ґрати, $\text{м}^3/\text{с}$;

k_3 - коефіцієнт, що враховує стиснення потоку ґратами та затриманими забрудненнями, приймається 1,05;

h_1 - висота шару води перед ґратами, м ;

v - середня швидкість при максимальному припливі в отворах ґрат, приймається згідно [1] - 0,8-1м/с;

b - ширина отворів між стержнями, м ;

S - товщина стержнів ґрат, м;

$(n - 1)$ - число стержнів ґрат.

Глибину потоку перед ґратами звичайно приймають рівною наповненню підвідного каналу. Швидкість руху стічних вод у отворах ґрат повинна складати 0,8-1 м/с[1].

Приймається число робочих ґрат N , яке для забезпечення компактності будівлі ґрат повинно бути по можливості мінімальним, і визначається ширина однієї ґрати

$$B_I = B/N, \text{м.} \quad (6.3)$$

Приймається марка типової ґрати, розміри $B \times H$ каналу, де встановлюється ґрата, число отворів ґрат n_I , кут нахилу ґрати до горизонту α . Для прийнятих розмірів визначається швидкість руху води в отворах ґрат

$$v = \frac{q \cdot k_3}{N \cdot b \cdot n_I \cdot h_I}, \text{ м / с} \quad (6.4)$$

яка повинна знаходитись у рекомендованих межах. Розміри камери ґрат визначаються за наведеними вище рекомендаціями. Кількість резервних ґрат приймається за таблицею 6.1.

Втрати тиску в ґратах визначаються за формулою

$$h_r = \frac{\xi \cdot v_1^2 \cdot k}{2 \cdot g}, \quad (6.5)$$

де v_1 – швидкість руху води в каналі перед ґратами, м/с

$$v_1 = \frac{q}{B_{\Gamma} \cdot h_I}, \text{ м / с} \quad (6.6)$$

де k - коефіцієнт, що враховує збільшення витрату опору за рахунок засмічення ґрат, приймається рівним 3;

ξ - коефіцієнт місцевого опору ґрат:

$$\xi = \beta \cdot \left(\frac{s}{\delta} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin \alpha, \quad (6.7)$$

де β – коефіцієнт, який залежить від форми поперечного перетину стержнів решітки, приймається рівним: 1,79 - для круглих стержнів; 2,42 - для прямокутних і 1,83 - для прямокутних з заокругленими ребрами;

α – кут нахилу ґрати до горизонту.

Дно камери за решіткою понижується на величину втрат тиску. Відстань від максимального рівня води в камері решіток до рівня підлоги будівлі ґрат повинна бути не меншою 0,5 м. При мінімальній витраті стічних вод швидкість їх руху в камері перед ґратами повинна бути не меншою 0,4 м/с.

Кількість покидьків, затримуваних ґратами, визначається за зведеним числом мешканців за завислими речовинами, а кількість покидьків в розрахунку на одного мешканця приймається за табл. 6.5 у залежності від ширини отворів ґрат.

Кількість і типорозмір **ґрат-дробарок** марки РД підбирається в залежності від продуктивності очисної станції (табл. 6.8). Швидкість руху стічних вод через щілини барабана ґрат при цьому складе

$$v = \frac{q}{N \cdot f}, \text{ м/с}, \quad (6.8)$$

де N - число робочих ґрат-дробарок;

f - сумарна площа отворів у барабані ґрати-дробарки (табл. 6.8), м².

Для підвищення надійності роботи ґрат-дробарок марки РД згідно з рекомендаціями МосводоканалНДІпроекту [9] швидкість руху стічних вод через щілини барабана слід приймати: не більше 1,3 м/с - при встановленні однієї робочої, не більше 1 м/с - при встановленні двох робочих і не більше 1,2 м/с при встановленні від трьох до чотирьох робочих ґрат-дробарок.

Приклади розрахунків ґрат

Завдання № 6.1

Визначити розмір решіток і кількість затриманого забруднення для очистних споруд з середнім виробництвом $Q_{\text{ср.доб.}} = 120000 \text{ м}^3/\text{добу}$

Виконання.

Розрахунок витрат треба визначити за загальним графіком притоку стічних вод на очисну станцію з урахуванням надходження стічних вод з промислових підприємств. Якщо дані про витрати стічних вод від промислових підприємств відсутні, розрахункові витрати визначають припускаючи, що на станцію надходять тільки міські стічні води.

Середні секундні витрати

$$q_{\text{сер.}} = Q_{\text{сер.доб}} / (24 \cdot 3600) = 120000 / 86400 = 1,39 \text{ м}^3/\text{с}$$

Загальний коефіцієнт нерівномірності водовідведення $K_{\text{об.макс}} = 1,47$,

тоді:

$$q_{\text{макс}} = q_{\text{сер}} K_{\text{об.макс}} = 1,39 \cdot 1,47 = 2,04 \text{ м}^3/\text{с}$$

Ці витрати є розрахунковими для ґрат.

Приймаємо глибину води в камері ґрат $h_1 = 1,5 \text{ м}$, середню швидкість води в отворах між стержнями $v_p = 1 \text{ м/с}$ і ширину отворів $b = 0,016 \text{ м}$, кількість отворів у ґратах визначаємо за формулою

$$n = \frac{2,04 \cdot 1,05}{0,016 \cdot 1,5 \cdot 1} = 89$$

Приймаємо товщину стержнів ґрат $s = 0,008 \text{ м}$. Визначаємо ширину ґрат:

$$B_2 = 0,008(89 - 1) + 0,016 \cdot 89 = 2,13 \text{ м}$$

Приймаємо дві ґрати, ширина кожної з яких за формулою

$$B_1 = 2,13 / 2 = 1,065 \text{ м}$$

Згідно з виконаними розрахунками приймаємо типову ґрату МГ-10Т з наступними даними: розміри камери перед ґратами $B \times H = 1000 \times 2000$; число отворів $n = 39$; кут нахилу ґрат до горизонту $\alpha = 60^\circ$. Різниця висот між дном камери до і після ґрат $z_1 - z_2 = 0,1 \text{ м}$.

Перевіряємо швидкість у отворах ґрат. При прийнятих розмірах вона буде складати:

$$v_2 = \frac{q k_3}{N b h_1 n} = \frac{2,04 \cdot 1,05}{2 \cdot 0,016 \cdot 1,5 \cdot 39} = 1,14 \text{ м/с}$$

Визначаємо довжину камери ґрат: $l_z = l_1 + l_2 = 1,2 + 0,8 = 2\text{ м}$ (величини l_1 та l_2 прийняті конструктивно). Відмітка рівня води $Z_3 = Z_1 + h_1 = 0,1 + 1,5 = 1,6$.

Для визначення відмітки рівня води в каналі після ґрат Z_4 (рис. 6.12) визначимо рівняння Бернуллі для двох площин : перед ґратами і після ґрат відносно площини , що проходить по дну камери ґрат (після ґрат):

$$Z_1 + p_1 / \gamma + v_1^2 / (2g) = Z_2 + p_2 / \gamma + v_2^2 / (2g) + h_m,$$

де h_m - місцеві втрати тиску, визначаємо за формулою (6.5).

З урахуванням обозначень і умов отримуємо :

$$Z_1 = 0,1\text{ м} \quad Z_2 = 0\text{ м} \quad p_1 / \gamma = h_1 = 1,5\text{ м} \quad p_2 / \gamma = h_2$$

Згідно з формули (6.6):

$$v_1 = \frac{q}{NB_k h_1} = \frac{2,04}{2 * 1 * 1,5} = 0,58 \text{ м/с}$$

$$v_2 = \frac{q}{NB_k h_2} = \frac{2,04}{2 * 1 * h_2} = \frac{1,02}{h_2} \text{ м/с}$$

Коефіцієнт місцевого опіру ґрати знаходимо за формулою (6.7):

$$\zeta_{\text{реііткі}} = 2,42(0,008 / 0,016)^{4/3} \sqrt{3/2} = 0,836$$

З урахуванням отриманих даних рівняння Бернуллі отримуємо вигляд:

$$0,1 + 1,5 + \frac{0,58^2}{19,62} = h_2 + \left(\frac{1,02}{h_2}\right)^2 \frac{1}{19,62} + 0,836 \frac{0,58^2}{19,62} 3, \text{ або}$$

$$h_2^3 - 1,57h_2^2 + 0,053 = 0.$$

Розв'язуємо це рівняння графічно. У підсумку отримуємо:

$$h_2 = 1,55 \text{ та } Z_4 = 1,55\text{ м.}$$

Визначаємо кількість забруднень (покидьків), затриманих ґратами. Кількість покидьків, що знімаємо з ґрат , маючих ширину отворів $b = 16$ мм, дорівнює 8 л/рік на 1 людину згідно табл. 23 [1]. Приймаючи норму водовідведення $n = 250$ л/(люд.-добу) , визначаємо зведену кількість мешканців:

$$N_{\text{звед.}} = Q_{\text{сер.доб}} / n = 120000 * 1000 / 250 = 480000 \text{ чол.}$$

Об'єм затриманих покидьків складатиме

$$V_{\text{доб}} = \frac{N_{np} * 8}{1000 * 365} = \frac{480000 * 8}{1000 * 365} = 10,52 \text{ м}^3/\text{добу}.$$

При їх щільності $\rho = 750 \text{ кг/см}^3$ маса покидьків складатиме:

$$M = 10,52 * 0,75 = 7,89 \text{ т на 1 добу.}$$

Для подрібнення затримуваних забруднень (покидьків) приймаємо 2 дробарки молоткового типу Д-3б (у тому числі одна резервна) (або більш сучасну) з наступними технічними характеристиками: продуктивність 600 кг/год; потужність електродвигуна 22 кВт.

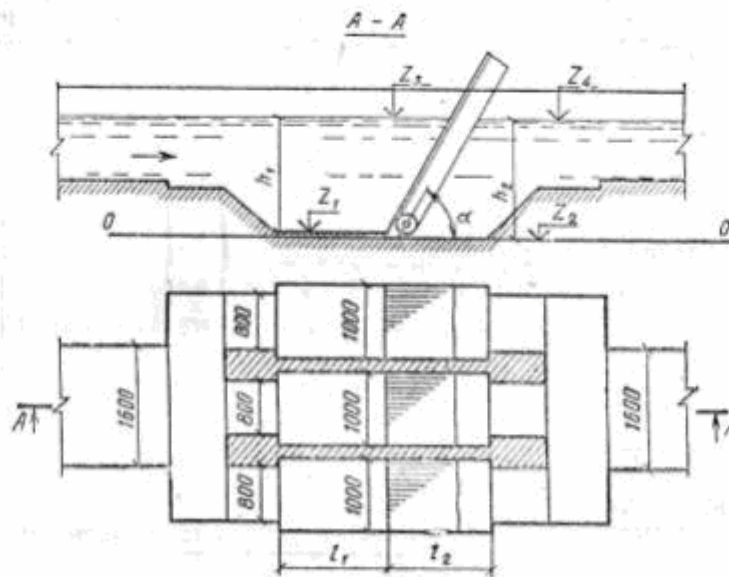


Рис. 6.12 – Схема установки грат (до прикладу 6.1)

Завдання № 6.2

Підібрати ґрати. Провести розрахунок будівельної частини споруди ґрат, ув'язати ґрати зі спорудою. Визначити кількість покидьків із ґрат для очисної споруди зі середньодобовою продуктивністю $Q_{\text{сеп.доб}} = 37236 \text{ м}^3/\text{доб.}$

Виконання

Секундна продуктивність очисних споруд буде

$$q_c = \frac{Q_{cep.доб}}{24 \cdot 3600}$$

$$q_c = \frac{37236}{24 \cdot 3600} = \frac{37236}{86400} = 0,430 \text{ м}^3/\text{с}$$

Визначаємо максимальна секундну продуктивність з урахуванням коефіцієнтів нерівномірності згідно з табл. 2 [1].

$$q_{\max.s} = q_c \cdot K_{gen}$$

$$q_{\max.s} = 0,430 \cdot 1,517 = 0,654 \text{ м}^3/\text{с}$$

Тоді максимально добова продуктивність споруди

$$q_{\max} = q_{\max.s} \cdot 86400$$

$$q_{\max} = 0,654 \cdot 86400 = 56505,6 \text{ м}^3/\text{доб}$$

Згідно з продуктивністю підбираємо типовий проект 902-2-367.83. будівлі ґрат з механізованими ґратами РМУ-2. Номінальні розміри каналу – $B \times H - 1000 \times 1000 \text{ мм}$, число отворів однієї ґрати- $n = 39$, кількість ґрат – 5 (3 робочі і 2 резервні).

Розраховуємо витрати стічних вод що потрапляють на одні ґрати з урахуванням 40% запасу

$$\frac{q_{\max.s} \cdot 1,4}{3} = \frac{0,654 \cdot 1,4}{3} = 0,305 \text{ м}^3/\text{с} \text{ або } 305 \text{ л/с}$$

За таблицями [11, Федорова] підбираємо ширину каналу, що підводить рідину до камери ґрат. Швидкість руху рідини не повинна бути меншою за 0,8-1 м/с. У даному випадку підбираємо на витрату 305 л/с Приймаємо канал $B_n = 600 \text{ мм}$ висоту води в каналі $h_n = 0,49 \text{ м}$ швидкість руху води у каналі 1,03 м ухил $i=0,002$.

Глибина води в камері ґрат визначається виходячи з формули (6.1)

$$h_1 = \frac{q_{\max.s} \cdot k}{n \cdot b \cdot v}; \quad h_1 = \frac{0,305 \cdot 1,05}{39 \cdot 0,016 \cdot 1} = 0,51 \text{ м}$$

де $q_{\max.s}$ - максимальні витрати води в ґратах, $\text{м}^3/\text{с}$;

k – коефіцієнт, що враховує стискання потоку ґратами та затриманими забрудненнями, дорівнює 1,05;

n – кількість прозорів в ґратах;

b – ширина прозорів (отворів) між стержнями дорівнює 0,016 м;

V – середня швидкість у прозорах (отворах) ґрат згідно [1]
приймемо 1 м/с.

Витрати тиску в ґратах знаходимо за формулою

$$\Delta H = \zeta \frac{V_1^2}{2g} \cdot K,$$

де ζ - коефіцієнт місцевого опору ґрат

$$\zeta = \beta \cdot \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin \alpha, \quad (6.7)$$

де β - коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перетину стержнів, для прямокутної форми - 2,42,

s – товщина стержнів ґрат, у данному випадку – 0,006м;

V_1 – швидкість руху води в каналі перед ґратами, м/с:

$$V_1 = \frac{q}{B \cdot h_1} \text{ м/с}$$

K – коефіцієнт що враховує збільшення втрат тиску за рахунок засмічення ґрат і приймається рівним 3.

$$\zeta = 2,42 \cdot \left(\frac{0,006}{0,016} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin 70^\circ = 0,506; \quad V_1 = \frac{0,305}{1,0 \cdot 0,51} = 0,59 \text{ м/с},$$

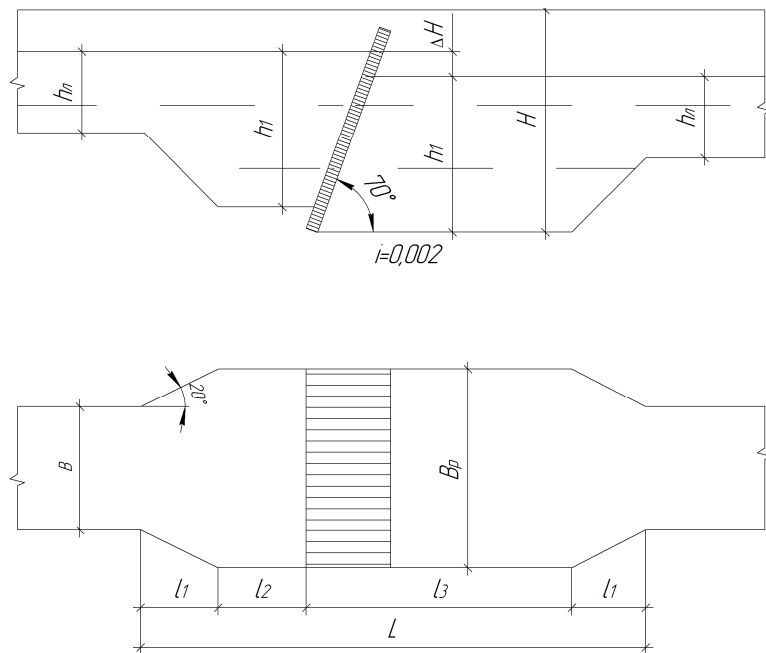
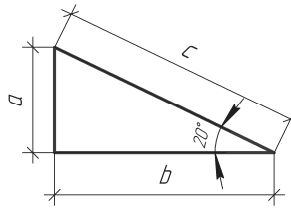


Рис. 6.13 – Схема установки ґрат (до прикладу 6.2)

$$\Delta H = 0,506 \cdot \frac{(0,59)^2}{2 \cdot 9,81} \cdot 3 = 0,027 \text{ м}$$

Визначаємо довжину камери ґрат - ($l_1 = b$)



Ми можемо знайти катет трикутника - a , що є різницею між шириною вхідного каналу та шириною камери ґрат поділеною навпіл, отримаємо:

$$a = (1000 - 600) \div 2 = 200 \text{ мм}$$

Визначимо другий катет, що буде довжиною розширення від каналу до камери ґрат.

$$b = \frac{a}{\operatorname{tg} 20} = \frac{200}{0,364} = 549 \text{ мм}$$

Таким чином приймаємо $l_1 = 550 \text{ мм}$

Довжина камери за ґратами повинна бути не меншою 1м. З'єднання камери з відповідним каналом здійснюється поступовим звуженням:

$$l_2 = l_1 / 2 = 550 / 2 = 275 \text{ мм.}$$

Загальна довжина споруди:

$$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

$$L = 0,550 + 0,275 + 0,5 + 1 = 2,325 \text{ м}$$

7. ПІСКОУЛОВЛЮВАЧІ

Вміст піску в стічних водах і класифікація споруд для його вилучення

При митті овочів і фруктів, взуття, підлоги приміщень, використанні води для інших побутових потреб у стічну воду надходять нерозчинні мінеральні домішки - головним чином пісок і в меншій кількості шлак, вугілля, скло тощо. Велика кількість піску попадає в стічні води при інфільтрації ґрунтових вод у каналізаційну мережу через нещільності

стикових з'єднань і в місцях руйнування труб, при надходженні поверхневих вод через люки колодязів.

З потоком стічних вод пісок надходить на очисні споруди. Сам по собі він не шкідливий для водойм, але при сучасних засобах очистки стічних вод неможливо забезпечити транспортування піску транзитом через очисні споруди. Однак надходження піску зі стічною водою на насосні і очисні станції викликає передчасний знос обладнання, знижує продуктивність і порушує роботу окремих споруд, а інколи і повністю виводить їх з ладу.

Сирий осад з великим вмістом піску погано сповзає по схилих стінках мулової частини вертикальних відстійників і погано переміщується скребками радіальних і горизонтальних відстійників (інколи скребки внаслідок перевантаження руйнуються). Великий вміст піску в осаді ускладнює транспортування його по трубах, а в ряді випадків викликає їх засмічування.

Пісок, що міститься в осадах, накопичується на дні метантенків і аеробних стабілізаторів, поступово утворюючи ніби зцементовану масу, що важко видаляється, рік за роком зменшуючи їх робочий об'єм і продуктивність.

З викладеного вище слідує, що перед надходженням стічних вод на очисні споруди з них повинен видалятися пісок. З цією метою на початку очисних споруд влаштовують так звані *піскоуловлювачі* - споруди, призначені для затримання під дією сили тяжіння крупних мінеральних частинок, головним чином піску. Піскоуловлювачі повинні влаштовуватись на всіх очисних спорудах продуктивністю більше 100 м³/добу. Число піскоуловлювачів чи їх відділень повинно бути не менше двох, усі вони повинні бути робочими [1].

У схемах очисних станцій розташування піскоуловлювачів може бути як перед решітками, так і після них. У вітчизняній практиці піскоуловлювачі розміщують тільки після решіток, у зарубіжній практиці

зустрічаються випадки розміщення піскоуловлювачів на початку очисних споруд перед решітками. Розміщення піскоуловлювачів після решіток пояснюється прагненням отримати в них осад з можливо меншим вмістом органічних забруднень.

Гідравлічна крупність піску є його найважливішою характеристикою, що визначає розміри піскоуловлювачів і тривалість перебування в них стічних вод. Із збільшенням гідравлічної крупності зростає ефективність затримання піску в піскоуловлювачах.

Піскоуловлювачі розраховують таким чином, щоб у них затримувалась максимальна кількість піску і мінімальна кількість органічних нерозчинних домішок. Наявність органічних домішок у осаді, що видаляється з піскоуловлювачів, - це наслідок незадовільної їх роботи. Такий осад легко загниває при підсушуванні на піскових майданчиках. Звичайно піскоуловлювачі розраховуються на затримання піску крупністю більше 0,20 мм (гідравлічна крупність 18,7 мм/с). Пісок вказаної крупності складає приблизно 65 % від загальної кількості піску.

Разом з піском у піскоуловлювачах осаджуються і органічні домішки. В нормально працюючих піскоуловлювачах вміст піску в затримуваному осаді складає 55-95 % і залежить від типу піскоуловлювачів та ефективності їх роботи. Ефективність роботи піскоуловлювачів добре характеризується **зольністю** затримуваного осаду, що визначається при здійсненні контролю за роботою очисних споруд. Чим краще працюють піскоуловлювачі, тим вища зольність осаду.

В середньому на кожні 1000 м³ очищуваних стічних вод у піскоуловлювачах затримується 40-80 л осаду. Питома кількість затримуваного осаду для всіх типів піскоуловлювачів різна і складає 0,01-0,03 л/добу на одного мешканця (табл. 28 [1]). Вологість затримуваного осаду складає - 60 %, об'ємна вага- 1,5 т/м³.

При об'ємі осаду, затримуваного в піскоуловлювачах, до $0,1 \text{ м}^3/\text{добу}$ допускається видаляти його вручну. При більшому об'ємі осаду вивантаження його повинно механізуватися. З метою запобігання загниванню вивантаження осаду здійснюють не рідше 1 разу на 2 доби. Найчастіше вивантаження осаду здійснюють 1 раз на зміну.

Для затримання піску на очисних станціях використовують піскоуловлювачі декількох типів, які відрізняються напрямком і характером руху рідини: з горизонтальним прямолінійним рухом рідини - *горизонтальні і щільні* піскоуловлювачі, з горизонтальним коловим рухом рідини - *горизонтальні піскоуловлювачі з коловим рухом рідини*, з гвинтовим рухом рідини по колу - *тангенційні* піскоуловлювачі, з горизонтальним гвинтовим рухом рідини - *аеровані* піскоуловлювачі, з вертикальним гвинтовим рухом рідини - *вертикальні з тангенційною подачею рідини*, з низхідно-висхідним рухом рідини - *вертикальні із зануреною дошкою*.

Тип піскоуловлювача вибирають з урахуванням продуктивності очисної станції, необхідної ефективності затримання піску, схеми очистки стічних вод і обробки осадів, загальної компоновки очисних споруд і інших чинників. Аеровані та горизонтальні піскоуловлювачі з прямолінійним рухом рідини використовують при витратах очищуваних стічних вод більше $10000 \text{ м}^3/\text{добу}$, горизонтальні з круговим рухом рідини - при витратах до $70000 \text{ м}^3/\text{добу}$. Тангенційні піскоуловлювачі рекомендується використовувати при витратах очищуваних стічних вод до $50000 \text{ м}^3/\text{добу}$. На малих очисних станціях застосовують вертикальні піскоуловлювачі.

Горизонтальний піскоуловлювач - це розширений канал, при вході в який швидкість руху стічних вод уповільнюється, і пісок під дією сили тяжіння випадає в осад (рис.7.1). Основними елементами піскоуловлювача є: вхідна частина, що являє собою канал, ширина якого

поступово збільшується від ширини підвідного каналу до ширини самого піскоуловлювача; вихідна частина - канал, ширина якого поступово зменшується від ширини піскоуловлювача до ширини відвідного каналу; прямок для збору осаду, який зазвичай розташований на початку споруди.

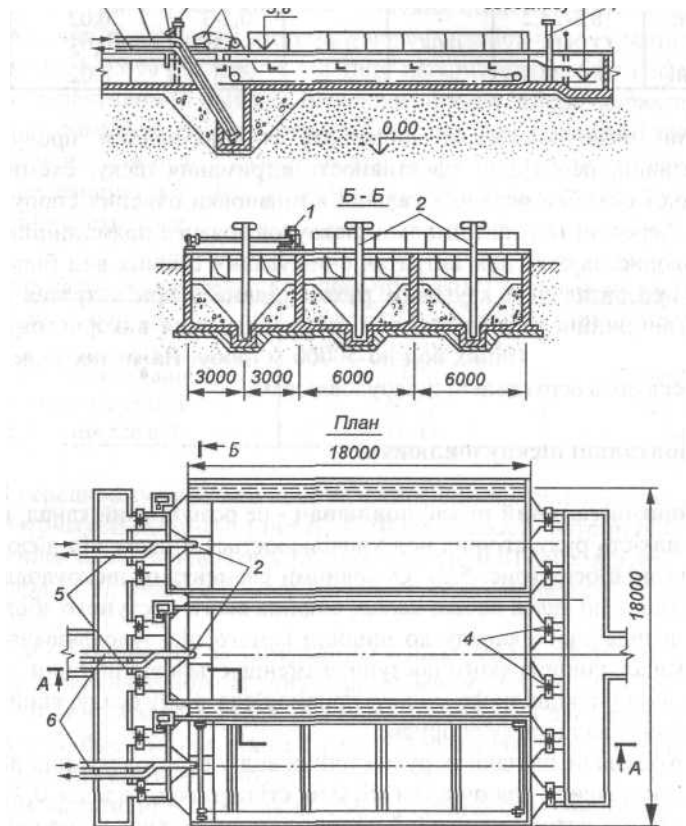


Рис. 7.1 – Горизонтальний піскоуловлювач з прямолінійним рухом води: 1. – скребковий механізм для згрібання піску в прямок; 2 – гідроелеватор; 3.- щитовий затвор з електроприводом; 4.- щитовий затвор з ручним приводом; 5. – трубопровід робочої рідини; 6. – пульпопровід.

Оптимальна швидкість руху стічних вод у горизонтальних піскоуловлювачах, призначених для очистки міських стічних вод, складає 0,3 м/с. Зниження швидкості потоку менше 0,15 м/с призводить до випадіння в осад значної кількості нерозчинних органічних домішок, збільшення більше 0,3 м/с -до винесення («проскоку») піску з піскоуловлювача. Коливання витрат викликає зміну швидкості руху очищуваних стічних вод у горизонтальних піскоуловлювачах і, як

наслідок, призводить до погіршення їх роботи. Так, якщо в період максимального притоку швидкість руху стічних вод у піско-уловлювачі підтримується оптимальною, то у період мінімального притоку вона буде меншою в стільки разів, в скільки разів мінімальні витрати стічних вод менше максимальних. Діючим СНиП 2.04.03-85 при мінімальному притоці не допускається зниження швидкості руху стічних вод у горизонтальних піскоуловлювачах менше 0,15 м/с.

Робочу глибину горизонтальних піскоуловлювачів приймають у межах 0,5-2 м звичайно рівною наповненню в підвідному каналі. Ширина піскоуловлювача визначається розрахунком із урахуванням прийнятої конструкції і кількості відділень піскоуловлювача. Найчастіше піскоуловлювачі мають прямокутний поперечний переріз і ширину відділення в межах 0,5-2 м.

Тривалість перебування стічних вод у піскоуловлювачах визначається розрахунком і, очевидно, залежить від їх глибини: чим більша глибина, тим більшою повинна бути тривалість перебування, і навпаки. Однак тривалість перебування стічних вод у горизонтальних піскоуловлювачах регламентується і повинна складати не менше 30 с [1].

Горизонтальні піскоуловлювачі повинні мати два або більше відділень, кожне з яких обладнується шиберами для відключення його з роботи. При видаленні осаду без застосування спеціальних механізмів кожне з відділень повинно бути робочим, а при очистці з застосуванням механізмів (ланцюгових чи візочних скребків) окрім робочих необхідно проектувати одне резервне відділення для можливості аварійного або почергового відключення з роботи на тривалий час для профілактичного ремонту механізмів

Улаштування піскоуловлювачів з декількох відділень дозволяє підтримувати постійні швидкості течії стічної води шляхом відключення з роботи одного або декількох відділень у періоди мінімального притоку і здійснювати очистку непрацюючих відділень. Крім того, це гарантує

безперебійну роботу очисних станцій при вимушеному відключенні з роботи одного або декількох відділень при аваріях. При цьому інша частина відділень буде продовжувати працювати, хоча і з перевантаженням.

Приямки для осаду в горизонтальних піскоуловлювачах виконуються у вигляді пірамід або конусів, їх стінкам надають ухил до горизонту не менше 60° . У цьому випадку осад самовільно сповзає по стінкам у основу приямка.

Суттєвим недоліком горизонтальних піскоуловлювачів є те, що затриманий осад у них розташовується по всій площі дна, що ускладнює збір його при вивантаженні. В сучасних конструкціях піскоуловлювачів переміщення осаду до приямка здійснюють за допомогою механічних скребків чи гідромеханічним способом (гідрозмив). З піскового приямка осад видаляється гідроелеваторами, пісковими насосами, ерліфтами чи шнековими насосами. Ручне видалення здійснюють при відсутності пристроїв для згрібання і видалення осаду, коли його кількість не перевищує $0,1 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Горизонтальні піскоуловлювачі відрізняються простотою конструкції і експлуатації, забезпечують достатньо високий ефект затримання піску (приблизно 65-75 %). Однак ефективність їх роботи залежить від коливань витрати стічних вод, що призводять до зміни швидкості руху потоку в піскоуловлювачі. Крім цього певні труднощі виникають і при видаленні з них осаду.

Намагання спростити вивантаження осаду призвело до створення *горизонтальних піскоуловлювачів із коловим рухом рідини* (рис.7.2), які за принципом роботи подібні до горизонтальних піскоуловлювачів. Різниця полягає лише в тому, що рух стічних вод у них відбувається не прямолінійно, а по колу. Проточна частина піскоуловлювачів з коловим рухом рідини в поперечному перетині має у верхній частині прямокутну форму, а в основі - трикутну зі щілиною вниз. Пісок, що затримується в

A - A

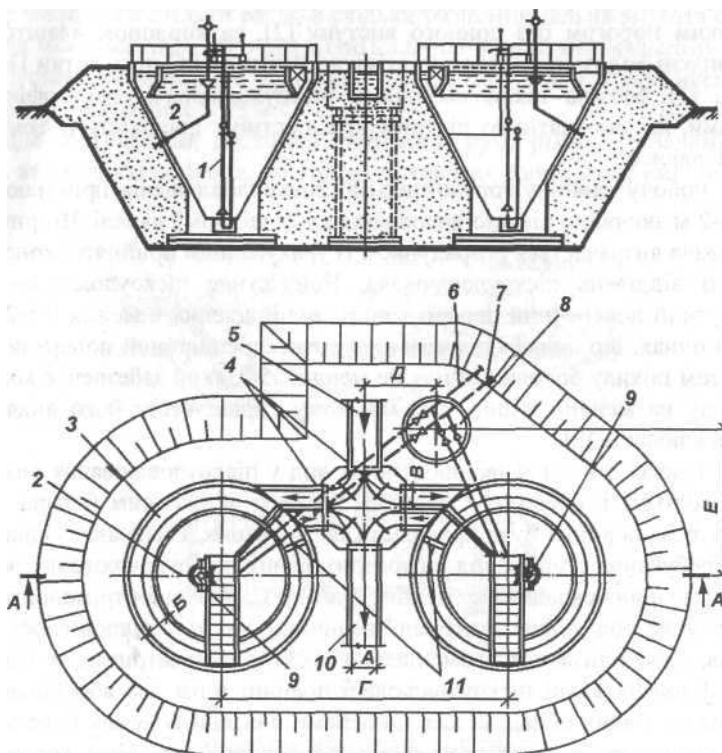


Рис. 7.2 – Горизонтальний піскоуловлювач з коловим рухом рідини: 1 - гідроелеватор; 2 - трубопровід для відведення плаваючих домішок; 3 - лоток; 4 -затвори з ручним приводом; 5 - підвідний лоток; 6 - пульпопровід; 7 - трубопровід робочої рідини; 8 - камера переключень; 9 - пристрої для збирання плаваючих домішок; 10 - відвідний лоток; 11 - напівзанурені щити (при очистці нафтовмісних вод)

коловому лотку, провалюється через щілину в зону осаду, який має форму зрізаного конуса. Вивантаження осаду здійснюється гідроелеватором. Якщо дозволяє висотне розміщення, то осад може видалятися під гідростатичним тиском безпосередньо з нижньої частини піскоуловлювача. Горизонтальні піскоуловлювачі з коловим рухом займають менше місця, ніж звичайні піскоуловлювачі з прямолінійним рухом рідини. Тому їх використовують в умовах обмеженої території для розміщення очисної станції. Крім цього їх доцільно розміщувати в насипах для спрощення випуску осаду.

Розроблені типові проекти піскоуловлювачів з коловим рухом води продуктивністю 1,4 – 64 тис. м³/добу діаметром 4 і 6 м (табл. 7.1).

Таблиця 7.1 – Основні розміри горизонтальних піскоуловлювачів з коловим рухом води (ТП 902-2-331, вузол з двох піскоуловлювачів)

Тип	Продуктивність,м ³ /добу	Розміри, мм					
		А	Б	В	Г	Д	Е
Діаметр 4м							
I	1400-2700	300	500	200	6000	2000	5000
II	2700-4200	300	500	300	6000	2000	5000
III	4200-7000	450	800	300	6000	2000	5000
IV	7000-10000	600	800	450	6500	2000	5000
Діаметр, 6м							
V	10000-17000	600	1000	600	10000	2500	4600
VI	17000-25000	900	1400	900	11000	2500	4600
VII	25000-40000	900	1500	900	11000	2500	4600
VIII	40000-64000	1200	1800	1200	11000	2500	4600

При русі потоку стічних вод у каналах чи трубопроводах пісок переміщається, як правило, по дну. Тому його можна видаляти, влаштовуючи у дні каналів чи трубопроводів поперечні щілини, через які він буде провалюватися у спеціальний бункер, розміщений під щілинами.

Щілинний піскоуловлювач - це канал, чи круглий трубопровід, у дні якого прорізані поперечні щілини шириною 100-150 мм через 300-350 мм. Звичайно прорізають 2-3 щілини. В каналах щілини прорізають по всій ширині каналу, у трубопроводах довжина щілини складає 75 % від величини діаметра (рис. 7.3).

Швидкість потоку над щілинами не повинна перевищувати 1,5 м/с. Для хорошої роботи щілинних піскоуловлювачів необхідно, щоб перед ними і за ними були прямолінійні ділянки каналу довжиною відповідно 10 і 5 м.

Ефективність роботи щілинних піскоуловлювачів нижча, ніж піскоуловлювачів інших типів, вони затримують лише крупні фракції піску. Кількість затриманого осаду складає 0,01-0,015 л/(меш.добу). Не дивлячись на ці обставини, щілинні піскоуловлювачі відрізняються простотою конструкції і експлуатації, не затримують ганчір'я, тому їх можна розміщувати перед ґратами і ґратами-дробарки з метою захисту останніх від абразивної дії піску. Іноді щілинні піскоуловлювачі розміщують на каналізаційних колекторах для вилучення піску із стічних вод перед ділянками, що замулюються.

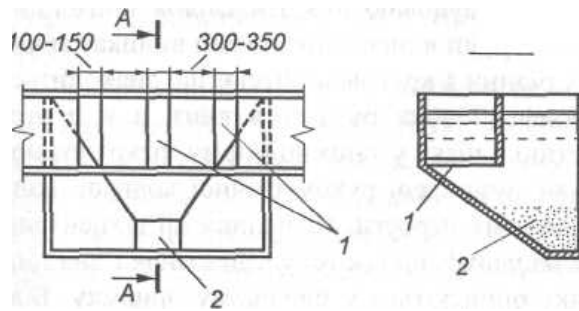


Рис. 7.3 – Щілинний піскоуловлювач: 1 - щілини; 2 - пісковий приямок

Тангенційні піскоуловлювачі - це круглі в плані споруди з тангенційною (по дотичній) подачею стічних вод. Така подача стічних вод зумовлює обертовий рух рідини в плані піскоуловлювача. Внаслідок тангенційної подачі води і її обертання в плані споруди піскоуловлювача виникає гвинтовий (поступально-обертовий) рух рідини з круговою віссю, що знаходиться в горизонтальній площині (на периферії вода рухається вниз, а в центрі -вверх). Крім сили тяжіння на частинки піску в тангенційному піскоуловлювачі діють ще і дві відцентрові сили, зумовлені рухом стічної води по колу в плані і обертовим рухом у поперечному перерізі. Внаслідок дії відцентрових сил частинки піску відкидаються на периферію потоку - до стінок і дна піскоуловлювача і в кінцевому рахунку опиняються в пісковому приямку. Більш легкі органічні домішки при цьому підтримуються в зваженому стані і не випадають у осад, у результаті чого вміст піску в осаді тангенційних піскоуловлювачів вищий, ніж у горизонтальних і складає 70-75 %.

Конструкцію найпростішого тангенційного піскоуловлювача показано на рис.7.4. Стічні води надходять у споруду по лотку, під'єднаному по дотичній на периферії піскоулавлювача. Впуск стічних вод здійснюється по всій розрахунковій глибині, яка приймається рівною радіусу піскоуловлювача. Звільнені від піску стічні води відводяться через водозлив у боковій стінці піскоулавлювача в лоток. Ширина водозливу

при цьому дорівнює ширині відвідного лотка. Затриманий осад періодично випускається із нижньої частини піскоуловлювача.

А - А

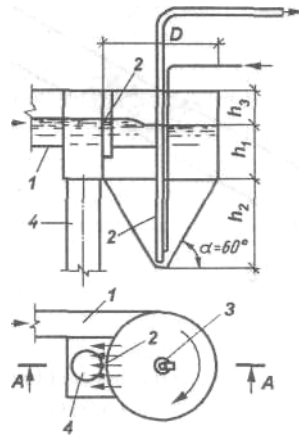


Рис. 7.4 – Тангенційний піскоуловлювач: 1 - підвідний лоток; 2 - водозлив; 3 - ерліфт; 4 - відвідна труба

Більш досконалу конструкцію тангенційного піскоуловлювача наведено на рис. 7.5. Відведення очищених стічних вод у ньому здійснюється не тільки через водозлив у боковій стінці, але також і за допомогою спеціальної телескопічної труби, що розміщується в центрі водяної лійки на поверхні піскоуловлювача. Пісок відмивається від органічних домішок у шнековому піскопромивачі. Відмиті органічні домішки захоплюються потоком рідини і виносяться з піскоуловлювача з очищеними стічними водами, відмитий пісок видаляється шнеком. При швидкості руху стічної води в підвідному лотку 0,7-1,1 м/с зі стічних вод вилучається приблизно 92-98 % усього піску з гідравлічною крупністю 18-24 мм/с. Вміст піску у відмитому осаді складає 88-94 % [9].

Тангенційні піскоуловлювачі використовують на малих і середніх очисних станціях продуктивністю до 50000 м³/добу. Оптимальні умови їх роботи забезпечуються при гідравлічному навантаженні на одиницю площі в плані 90-130 м³/(м².год). На малих очисних станціях гідравлічне навантаження на тангенційні піскоуловлювачі може бути зменшене до 60-

80 м³/(м².год). Діаметр тангенційних піскоуловлювачів приймається не більше 6 м [1, 9].

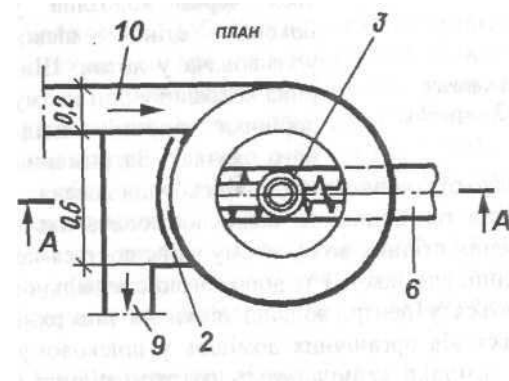
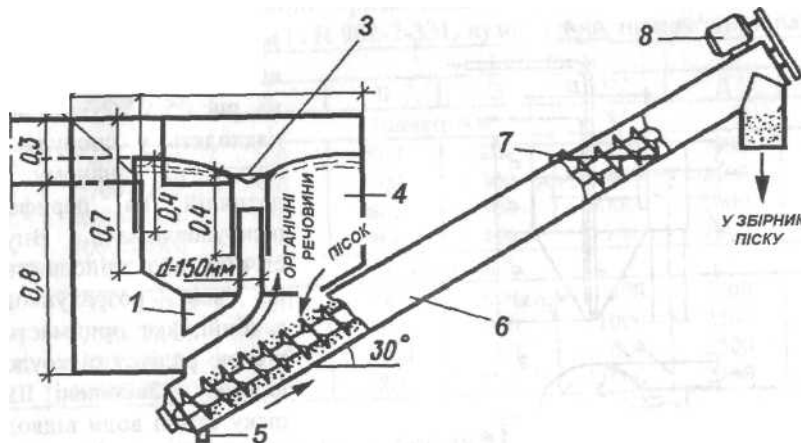


Рис.7.5 – Тангенційний піскоуловлювач з вихровою водяною лійкою:

1 - зона осаду; 2 - рухомий боковий водозлив; 3 - телескопічна труба; 4 - робоча зона; 5 - заглушка; 6 - шнек; 7 - отвір; 8 - електродвигун; 9 - відвідний лоток; 10 - підвідний лоток

Аерований піскоуловлювач - це подовжений горизонтальний резервуар з поперечним перетином прямокутної, полігональної, овальної, іноді круглої форми, в якому відділення піску відбувається в полі відцентрових сил під час горизонтально-гвинтового руху рідини. Горизонтальний поступальний рух створюється за рахунок подачі рідини в піскоуловлювачі з однієї сторони і відведення з протилежної сторони. Обертний рух рідини в поперечному перетині потоку забезпечується подачею повітря за допомогою аератора, розміщеного вздовж однієї з повздовжніх стінок піскоуловлювача. Аератор являє собою горизонтальну сталю чи пластмасову трубу з отворами діаметром 3-5 мм, направленими вгору з кроком 100-200 мм, розміщену на глибині, що складає 70 % від

загальної гідравлічної глибини. Обертовий, а також горизонтальний поступальний рух зумовлюють горизонтальний гвинтоподібний рух рідини в піскоуловлювачі.

Швидкість обертового руху рідини залежить від інтенсивності аерації. При інтенсивності аерації $3-5 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год})$ швидкість руху рідини на периферії потоку складає біля $0,3 \text{ м/с}$, при якій, як вказувалося вище, виключається випадання в осад органічних речовин, але відбувається ефективне відділення піску. Обертовий рух сприяє відмиванню піску і забезпечує його концентрацію в пісковому лотку, який розташовується звичайно під аератором. Важливим є те, що навіть при значних коливаннях витрати, а значить і швидкості поступального руху стічних вод, швидкість обертового руху змінюється в незначних межах. При значно меншій, ніж у горизонтальних, швидкості поступального руху - $0,08-0,12 \text{ м/с}$, тривалість перебування стічних вод у аерованих піскоуловлювачах складає $120-180 \text{ с}$, що забезпечує високу ефективність вилучення піску із стічних вод.

Глибина аерованих піскоуловлювачів приймається в межах $0,7-3,5 \text{ м}$, а відношення ширини відділення до глибини - в межах $1:1-1:1,5$. Впуск води в піскоуловлювачі доцільно здійснювати так, щоб напрям вхідного потоку співпадав з обертовим рухом рідини. Випуск води з піскоуловлювачів повинен бути затоплений навпроти центру поперечного перетину піскоуловлювача, де концентрується основна маса органічних забруднень. Затоплений випуск дозволяє затримувати в піскоуловлювачі всі забруднення, що спливли (жири, нафтопродукти та ін.).

Типові проекти аерованих піскоуловлювачів розроблені на три і чотири відділення шириною по 3 і $4,5 \text{ м}$ і довжиною 12 м . Довжина піскоуловлювача може бути збільшена при застосуванні 3 -метрової вставки (табл. 7.2). На рис. 7.6 представлено схему аерованого піскоуловлювача з трапецієподібним поперечним перетином.

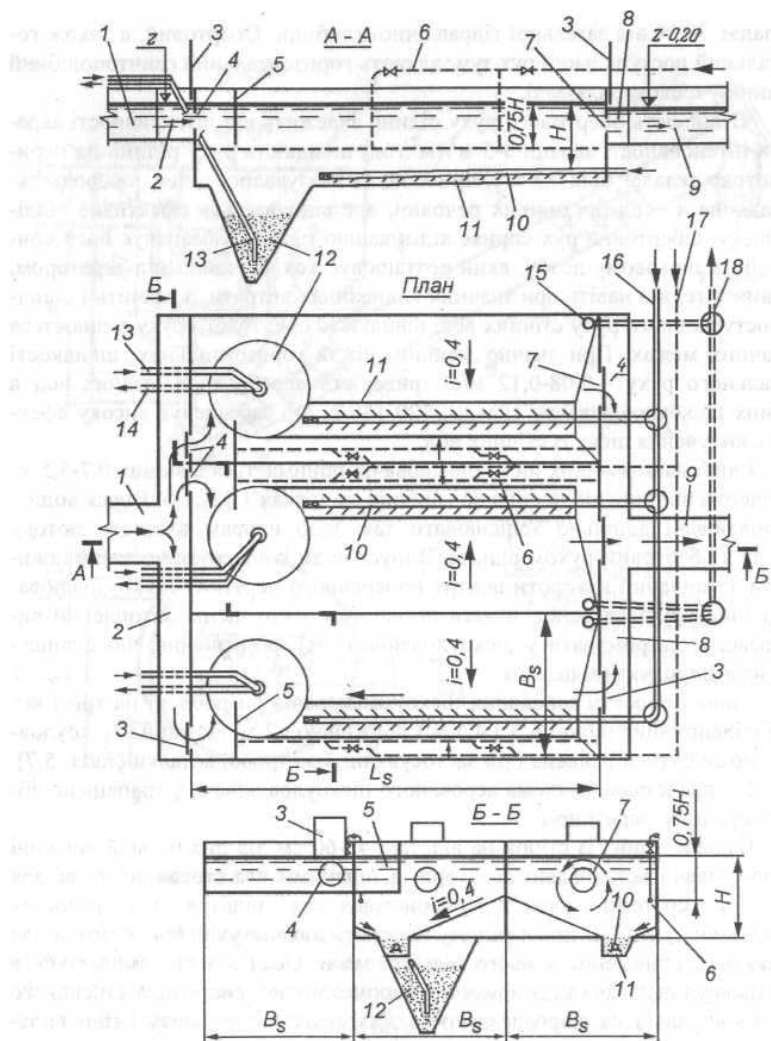


Рис. 7.6 – Аерований піскоуловлювач

1 – підвідний лоток; 2 - розподільчий лоток; 3 - щитовий затвор; 4 - впускний отвір; 5 - струминонаправляюча перегородка; 6 -аератор; 7 - выпускний отвір; 8 - збірний лоток; 9 - відвідной лоток; 10 - змивний трубопровід зі sprисками; 11 - пісковий лоток; 12 - пісковий прямок; 13 - трубопровід робочої рідини з гідроелеватором; 14 - піщана пульпа; 15 - бункер для затримання плаваючих домішок; 16 - трубопровід для гідрозмиву; 17 – повітропровід; 18 - колодязь для збору плаваючих домішок

Таблиця 7.2 - Типові аеровані піскоуловлювачі

Пропускна здатність, тис. м ³ /добу	Число відділень	Основні розміри відділення, м			Номер типового проекту
		ширина	довжина	глибина	
70-140 140-200	3 4	3	12+3	2,1	902-2-372.83 902-2-373.83
200-400 240-280	3 4	4,5	12+3	2,8	902-2-374.83 902-2-375.83

Вздовж однієї зі стінок на відстані 45-60 см від дна по всій довжині піскоуловлювача встановлені аератори, а під ними влаштований лоток для піску. Для системи аерації використовують повітря від насосно-повітродувної станції. В поперечному перетині дно має ухил 0,4 до лотка для самопливного відведення в нього піщаної маси. Осад з лотка змивається в бункер піскоуловлювача за допомогою гідромеханічної системи, а з піщового приямка - видаляється гідроелеватором. Для систем гідрозмиву і гідровидалення використовується технічну воду.

Аеровані піскоуловлювачі мають суттєві переваги над іншими типами піскоуловлювачів, а саме:

- високий ефект затримання піску: кількість затриманого в аерованих піскоуловлювачах осаду складає 0,03 л/(меш.добу) чи 75 л на 1000 м³ стічних вод, що приблизно в 1,5 рази більше ніж у звичайних піскоуловлювачах. Збільшення ефективності затримання піску в керованих піскоуловлювачах досягається за рахунок дрібних фракцій розміром менше 0,20 мм;
- низький вміст органічних домішок у осаді, що складає 5-10 % (зольність осаду - 90-95 %);
- аеровані піскоуловлювачі можна використовувати як преаератори з додаванням у стічні води надлишкового активного мулу, який підтримується у піскоуловлювачі в завислому стані і виноситься з них потоком очищених стічних вод;
- аеровані піскоуловлювачі можна використовувати для затримання жиру, нафтопродуктів і інших речовин з густиною, меншою за густину води;
- аеровані піскоуловлювачі не потребують пристроїв для стабілізації в них швидкості руху води.

У вертикальних піскоуловлювачах стічні води рухаються вертикально (уверх чи вниз). Їх використовують при витратах очищуваних

стічних вод до 5000 м³/добу. На рис. 7.7 представлено

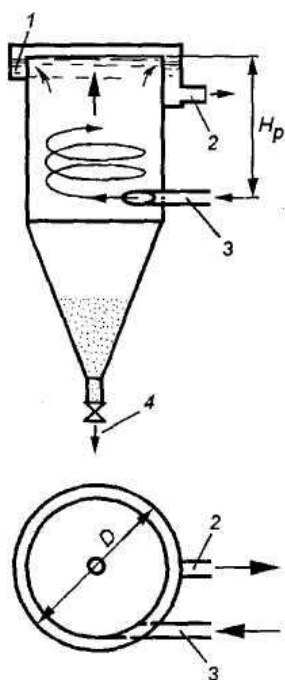


Рис. 7.7 - Вертикальний піскоуловлювач з тангенційною подачею стічних вод: 1 - збірний лоток; 2 - відвідний трубопровід; 3 - підвідний трубопровід; 4 - випуск осаду

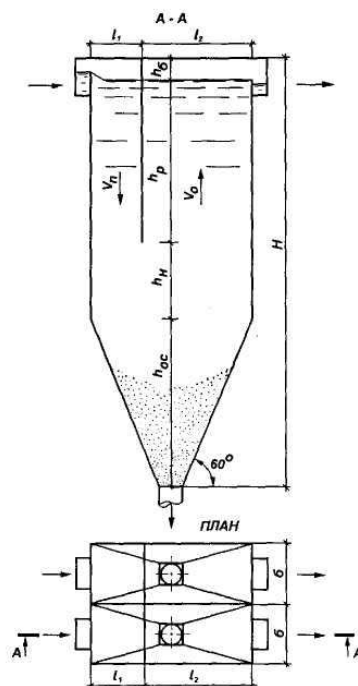


Рис. 7.8 - Вертикальний піскоуловлювач із зануреною дошкою

конструкцію циліндро-конічного вертикального піскоуловлювача з тангенційною (по дотичній) подачею стічних вод, за рахунок якої в ньому виникає гвинтоподібний рух рідини, направлений вгору. Під дією відцентрової сили пісок відкидається до стінок, далі сповзає вниз і накопичується в нижній конічній частині піскоуловлювача. При цьому вертикальна швидкість руху приймається рівною 30 мм/с, тривалість перебування в піскоуловлювачі – 30 с, а швидкість руху стічних вод у підвідному трубопроводі – не більше 0,4 м/с.

Вертикальні двосекційні піскоуловлювачі з зануреною дошкою являють собою вертикальні прямокутні (чи круглі) в плані резервуари, розділені на дві камери вертикальною перегородкою (рис. 7.8).

Відділення піску у таких піскоуловлювачах відбувається в результаті зміни напрямку руху стічних вод із низхідного на висхідний, а також під час їх вертикального руху із швидкістю 0,05 м/с.

Основні характеристики вертикальних піскоуловлювачів із зануреною дошкою наведено в табл. 7.3.

Таблиця 7.3 – Основні характеристики вертикальних піскоуловлювачів з зануреною дошкою [9]

Показники	Значення показників при продуктивності очисних поруд, $\text{м}^3/\text{добу}$						
	100	200	400	700	1400	3000	5000
<i>Розрахункова витрата, $\text{м}^3/\text{год}$</i>	4,16	8,32	16,66	29,16	58,33	125,0	208,33
L_1	0,1	0,15	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4
L_2	0,25	0,30	0,45	0,6	0,6	0,6	0,8
L	0,35	0,45	0,56	0,9	0,9	0,9	1,2
B	0,1	0,15	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3
h_6	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
h_p	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
h_n	0,15	0,15	0,2	0,3	0,3	0,3	0,4
h_{oc}	0,3	0,4	0,55	0,8	0,8	0,8	1,0
$H_{n,,}$	2,25	2,35	2,55	2,9	2,9	2,9	3,2
<i>Число піскоуловлювачів з двома</i>	1	1	1	1	2	2	4

Розміри, м

Видалення та обробка осаду піскоуловлювачів

Як відомо, в горизонтальних піскоуловлювачах осад розташовується по всій площі дна споруд, а в аерованих – зосереджується в піскових лотках. Переміщення затриманого піску до прийомків у сучасних конструкціях піскоуловлювачів здійснюється за допомогою механічних скребків чи гідромеханічним способом (гідрозмив).

У горизонтальних піскоуловлювачах застосовують *механічні скребки* двох типів: ланцюгові або візочні. Ланцюгові механізми біля дна скребки рухаються в бік бункера проти напрямку руху рідини, переміщуючи при

цьому осад. Над піскоуловлювачем скребки переміщуються в його кінець за течією рідини. Механізм візочного типу (рис.7.9) складається з візка з підвішеним на ньому скребком, що переміщується над піскоуловлювачем взад-вперед по двох рейках або монорейці. При зворотному русі скребок піднімається. Механізми для переміщення осаду складні і ненадійні, бо експлуатуються над водою у вологому середовищі. осаду в піскові приямки.

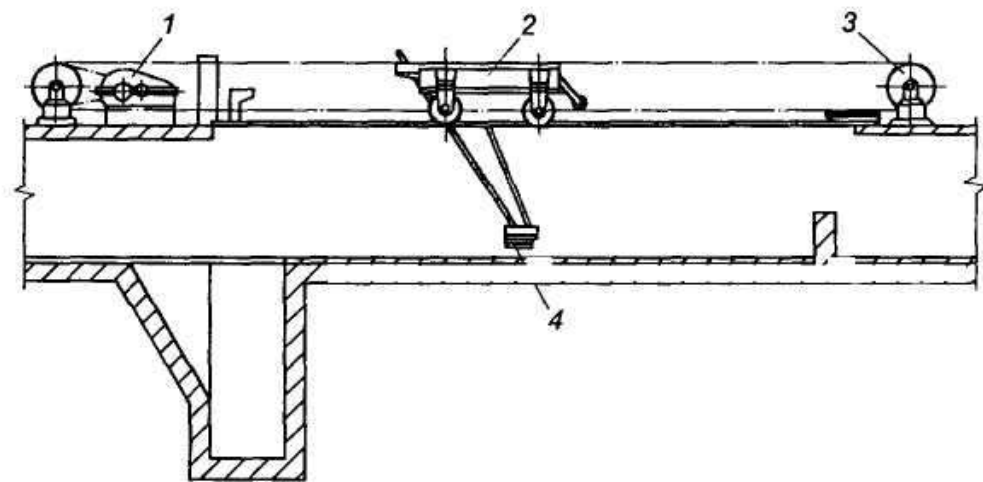


Рис.7.9 – Скребковий уніфікований механізм МСПУ-3 із скребком, що повертається: 1 - привід; 2 - скребковий візок; 3 - блок; 4 - скребок, що повертається

Більш надійною в роботі є *гідромеханічна система* переміщення осаду в піскові приямки. Вона являє собою вкладені по дну в лотках змивні трубопроводи зі сприсками, направленими під кутом униз у бік конічних піскових приямків. Вода, яка виходить зі сприсків у товщу осаду, починає фільтруватися шляхом найменшого опору - вгору. При певній швидкості осад розширюється і стає досить рухомим. На рівні сприсків (біля дна) він легко змивається. На зміну йому опускаються верхні шари. Таким чином, осад не розпушується, а навпаки, підсмоктується згори і змивається в бік бункера.

Схему влаштування гідромеханічної системи у горизонтальних піскоуловлювачах представлено на рис.7.10. На дні споруди в повздовжньому напрямку по всій довжині влаштовуються один або декілька піскових лотків прямокутного чи трапецієподібного перетину. Глибина лотка приймається не меншою двох діаметрів змивного трубопроводу, його ширина складає 0,4-1,2 м (ширина піскових лотків у аерованих піскоуловлювачах рекомендується приймати рівною 0,5 м). Посередині дна кожного піскового лотка вкладається змивний трубопровід, що має з двох сторін через 0,25-0,4 м спринки, направлені вниз вздовж піскового лотка в бік бункера (рис.7.11). Діаметр змивних трубопроводів і сприсків, витрати і напір промивної води визначаються розрахунками. Звичайно витрата промивної води на один пісковий лоток складають $0,03-0,1 \text{ м}^3/\text{с}$ при напорі 4-6 м і тривалості змиву осаду 1-3 хв. Об'єм піскових приямків піскоуловлювачів розраховують на накопичення не більше ніж дводобового об'єму осаду. При застосуванні гідрозмиву приямки мають форму зрізаного конусу, а при застосуванні скребків - зрізаної піраміди з кутом нахилу стінок приямка до горизонту не менше 60° .

Кількість піску, що затримується в піскоуловлювачах, визначають виходячи з його питомої кількості в розрахунку на одного мешканця (табл. 28) [1]. Вологість піску приймають 60 %, об'ємну вагу - $1,5 \text{ т}/\text{м}^3$.

Із піскових приямків піскоуловлювачів осад видаляють за допомогою гідроелеваторів, ерліфтів, шнекових чи піскових насосів, багатоковшових екскаваторів.

Найчастіше осад відкачують гідроелеваторами, що виготовляються як нестандартизоване обладнання за кресленнями проектних організацій. Робоча рідина, в якості якої використовуються освітлену чи очищену стічну воду, під тиском з великою швидкістю виходить із сопла, що створює розрідження і забезпечує підсмоктування осаду (рис. 7.12).

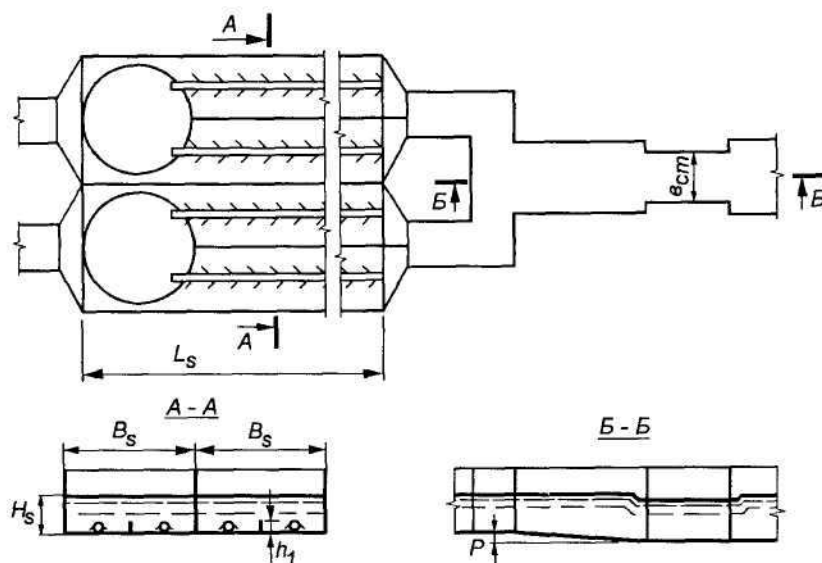


Рис. 7.10 – Схема горизонтального піскоуловлювача з гідромеханічним видаленням осаду

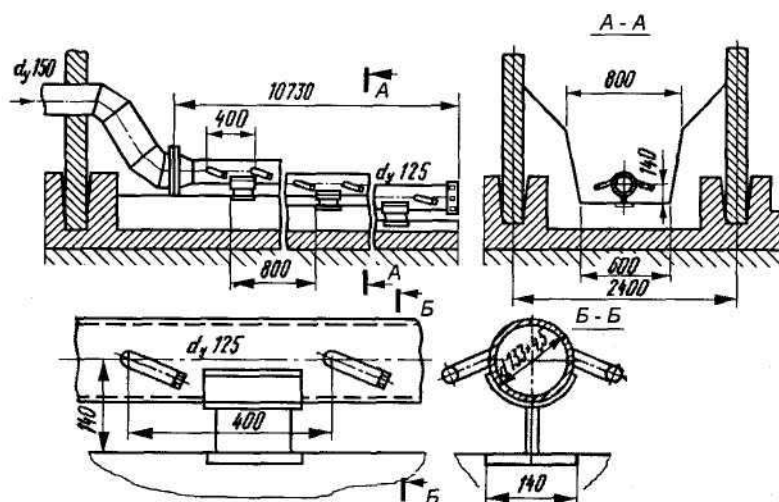


Рис. 7.11 – Система гідромеханічного видалення осаду

В камері змішування, куди надходить утворена суміш, відбувається перетворення кінетичної енергії потоку в енергію тиску. В дифузорі внаслідок зменшення швидкості потоку відбувається подальше підвищення тиску, що дозволяє транспортувати піщану пульпу до місця призначення. Тиск робочої рідини перед гідроелеватором повинен

складати 0,2-0,4 МПа. На 1 м^3 осаду, що видаляється з піскоуловлювачів, подається приблизно 20 м^3 робочої рідини.

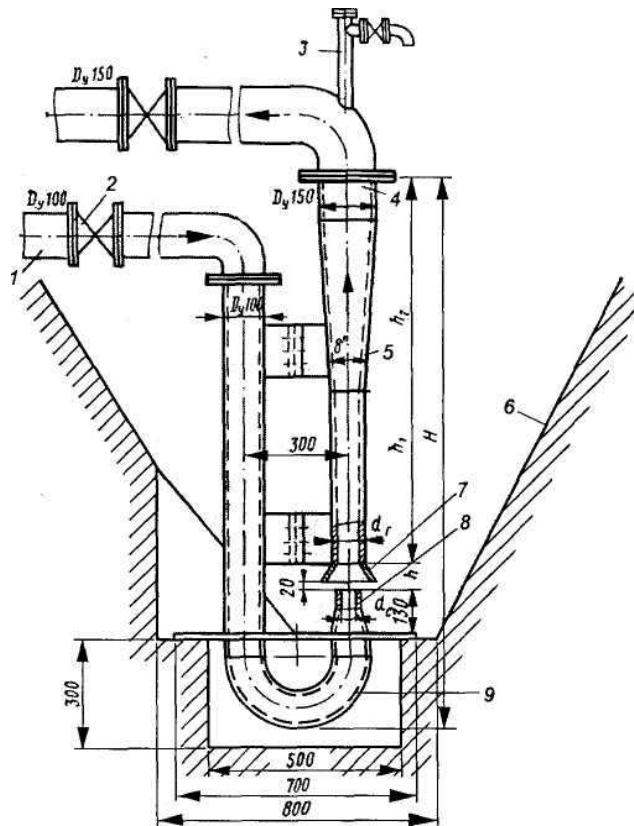


Рис. 7.12 – Гідроелеватор для видалення піску з піскового прямока:
1 - напірний трубопровід робочої рідини; 2 - засувка; 3 - патрубок для
прочистки звуженої частини гідроелеватора; 4 - пульпопровід; 5 -
дифузор; 6 - пісковий прямок; 7 - змішувальна камера; 8 - сопло; 9 -
підвідний патрубок

Перед включенням гідроелеваторів у роботу осад у прямках заздалегідь скаламучують. Для цього в них прокладають трубопроводи, обладнані соплами, направленими в основу прямоків, по яким подається робоча рідина. Вивантаження осаду здійснюється не рідше одного разу на дві доби. Звичайно вивантаження осаду здійснюють один раз на зміну (через 7-8 год).

Зневоднення і підсушування осаду піскоуловлювачів здійснюється на піскових майданчиках чи в піскових бункерах. Далі осад транспортують у місця складування, розміщення яких погоджується з органами державного санітарного нагляду.

Піскові майданчики являють собою дренавані ділянки, огорожені валиками висотою 1-2 м (рис. 7.13). Їх розташовують по можливості ближче до піскоуловлювачів. Для заїзду автотранспорту в них влаштовані пандуси з ухилом 0,12-0,2. Розмір майданчиків визначається за навантаженням по осаду, яке приймається рівним $3 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{рік})$. Число піскових майданчиків повинно бути не менше двох. Передбачається, що осад періодично видаляється з піскових майданчиків протягом року. Дренажну воду з піскових майданчиків перекачують насосами в «голову» очисних споруд.

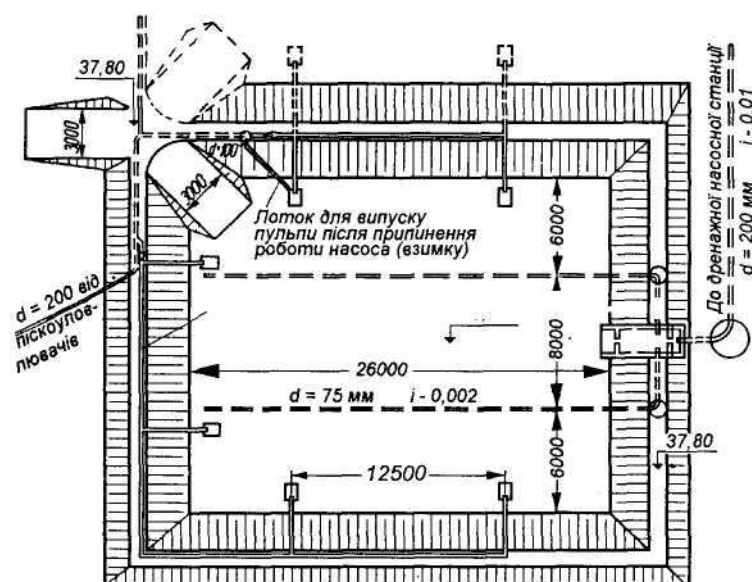


Рис. 7.13 – Пісковий майданчик

Піскові майданчики і накопичувачі є джерелом забруднення повітря та ґрунтових вод на території очисної станції, тому їх застосування а нинішній час обмежене. Сучасні способи обробки осаду піскоуловлювачів повинні передбачати відмивання, зневоднення і підсушування піску з наступним використанням його для планування місцевості або в будівництві.

Хороші результати дає відмивання піску в гідроциклонах. Для цього застосовують спеціальні гідроциклони зі збільшеним отвором для введення гідросуміші і кутом конусності апарату 30-40°. При цьому вміст піску в осаді горизонтальних піскоуловлювачів може бути доведений до 95-97%.

Для відмивання та зневоднення піску на очисних станціях продуктивністю до 75000 м³/добу рекомендується застосовувати спеціальні циліндро-конічні **піскові бункери** діаметром 1,5-2 м, пристосовані для наступного вивантаження піску в автотранспорт. Такі бункери виготовляють по типу тангенційних піскоуловлювачів. Доцільним є застосування бункерів у поєднанні з напірними гідроциклонами діаметром 300 мм (напір пульпи перед гідроциклоном повинен складати 0,2 МПа). Для цілорічної експлуатації піскові бункери влаштовують у опалюваних приміщеннях з розрахунковою внутрішньою температурою 5 °С чи передбачають їх обігрівання за допомогою змішувачів. Місткість бункерів розраховують на 1,5-5-добове зберігання піску. Число піскових бункерів повинно бути не менше двох.

7.1 Приклади розрахунків піскоуловлювачів

Завдання 7.1

Розрахувати горизонтальний піскоуловлювач для очисної станції продуктивністю $Q_{сер. доб.} = 80\,000 \text{ м}^3/\text{доб.}$

Виконання

Середньо секундна витрата води на очисну станцію буде:

$$q_{сер.} = Q_{сер. доб.} / (24 \times 3600) = 80\,000 / 86\,400 = 0,926 \text{ м}^3/\text{с}$$

Загальний коефіцієнт нерівномірності $K_{ген. max} = 1,47$ [1]. Таким чином максимальні секундні витрати складатимуть:

$$q_{max. c} = Q_{сер. доб.} \cdot K_{ген. max} = 0,926 \times 1,47 = 1,36 \text{ м}^3/\text{с}$$

Приймаємо чотири відділення ($n=4$) горизонтальних піскоуловлювачей з прямолінійним рухом води, що об'єднані в групи по два відділення. Площу живого перетину кожного відділення визначаємо за формулою

$$\omega = \frac{q_{\max c}}{n \times V_s} = \frac{1.36}{0.3 \times 4} = 1.133 \text{ м}^2$$

Глибину проточної частини приймаємо $h_l = 0,6 \text{ м}$. Ширина відділення

$$B = \frac{\omega}{H_s} = \frac{1.133}{0.6} = 1.89 \text{ м}$$

Приймаємо ширину відділення $B = 2 \text{ м}$. Таким чином наповнення в піскоуловлювачі при максимальній витраті буде:

$$H_s = \frac{\omega}{B} = \frac{1.133}{2} = 0.57 \text{ м}$$

При розрахунковому діаметрі піску $d = 0,2 \text{ мм}$, $U_0 = 18,7 \text{ мм/с}$ та $K_s = 1,7$ за табл. 28 [1], довжина піскоуловлювача згідно з формулою 17 [1] буде

$$L_s = \frac{1000 \cdot K_s \cdot H_s \cdot V_s}{U_0},$$

де K_s – коефіцієнт, приймається за табл. 27 [1];

H_s – розрахункова глибина піскоуловлювача, м, за табл. 28 [1];

V_s – швидкість руху стічних вод, м/с, за табл. 28 [1];

U_0 – гідравлічна крупність піску, мм/с, за табл. 27 [1];

Визначаємо довжину піскоуловлювача

$$L_s = \frac{1000 \cdot 1.7 \cdot 0.57 \cdot 0.3}{18.7} = 15.5 \text{ м},$$

Швидкість руху води в ній при максимальному припливі $0,3 \text{ м/с}$, при мінімальному $V_s = 0,15 \text{ м/с}$, час перебування $t \geq 30 \text{ с}$.

Перевіряємо час потоку води через піскоуловлювач при максимальному припливі, с:

$$t = \frac{L_s}{V_s} = \frac{15.5}{0.3} = 51.66 \text{ с}, \text{ що відповідає вимогам [1].}$$

Осад з пісколовки передбачаємо вивантажувати 1 раз на добу. На початку пісколовки нижче рівня днища передбачаємо влаштування бункеру діаметром $D_{\delta} = 2 \text{ м}$. Довжина піскового лотку буде: $l = L - D_{\delta} = 15.5 - 2 = 13.5 \text{ м}$

При нормі водовідведення $q_{жс} = 250 \text{ л / доб. на 1 мешканця}$ зведене число мешканців:

$$N_{звед} = \frac{80000 \times 1000}{250} = 320000 \text{ мешканців},$$

Таким чином об'єм та маса осаду в усіх чотирьох пісכולовках за добу складе:

$$W_{oc} = \frac{N_{звед} \times 0,02}{1000} = \frac{32000 \times 0,02}{1000} = 6,4 \text{ м}^3 / \text{доб},$$

$$M = W_{oc} \times \gamma = 6,4 \times 1,5 = 9,6 \text{ т} / \text{доб}.$$

Об'єм осаду в одному відділенні складатиме: $6,4 / 4 = 1,6 \text{ м}^3$

Передбачуємо вивантажувати осад 1 раз на 2 доби. При надходженні в бункер 30% осаду та розташуванні останнього по всьому днищу пісכולовки висота шару буде

$$h_{oc} = \frac{0,7 \times W_{oc} \times n}{B \times L_s} = \frac{1,6 \times 2 \times 0,7}{13,5 \times 2} = 0,083 \text{ м}$$

Висота зони накопичення осаду (при $e = 0,1$) повинна бути не менше ніж

$$h_{oc}^1 = k \times h_{oc} \times (e + 1) = 1,5 \times 0,083 \times (0,1 + 1) = 0,13 \text{ м},$$

де k – коефіцієнт запасу.

З конструктивних міркувань приймаємо $h_{oc}^1 = 0,2 \text{ м}$

Загальна будівельна глибина пісכולовки складатиме:

$$H_{б\gamma\delta} = h_{борт} + H_s + h_{oc}^1,$$

де $h_{борт}$ – висота бортів над рівнем води в пісכולовці приймається 0,2 – 0,4 м. Таким чином $H_{б\gamma\delta} = 0,4 + 0,57 + 0,2 = 1,17 \text{ м}$.

Вилучення піска з бункера пісכולовки передбачено гідроелеватором, для роботи якого в будівлі грат встановлено всмоктувач, що подає робочу рідину в гідроелеватор. У якості робочої рідини використовують освітлену стічну воду після первинних відстійників.

Завдання 7. 2

Розрахувати горизонтальні піскоуловлювачі з коловим рухом води для очисної станції продуктивністю $Q_{сер. доб.} = 25\,000 \text{ м}^3 / \text{доб.}$

Виконання

Середньо секундна витрата на очисну станцію продуктивністю буде:

$$q_{сер.} = Q_{сер. доб} / (24 \times 3600) = 25\,000 / 86\,400 = 0,289 \text{ м}^3/\text{с}$$

Загальний коефіцієнт нерівномірності $K_{ген.мах} = 1,55$ [1]. Таким чином максимальні секундні витрати складатимуть:

$$q_{мах.с} = Q_{сер. доб} \cdot K_{ген.мах} = 0,289 \times 1,55 = 0,448 \text{ м}^3/\text{с}$$

Приймаємо два робочих відділення ($n=2$) піскоуловлювачів. Площу живого перетину кожного відділення визначаємо за формулою:

$$\omega = \frac{q_{мах.с}}{n \times V_s} = \frac{0,448}{0,3 \times 4} = 0,75 \text{ м}^2$$

Приймаємо переріз піскоуловлювача, див. рис. 7.15, з розмірами $h_1 = 1,19\text{м}$; $h_2 = 0,87\text{м}$; $h_3 = 0,32\text{м}$; $B = 1\text{м}$; $\alpha = 60^\circ$.

Час обробки води - $t = 40 \text{ с}$. При цьому довжина пісколовки повинна бути

$$L_s = v \times t = 0,3 \times 40 = 12\text{м}, \text{ а діаметр (по вісі проточної частини)}$$

$$D_o = L_s / \pi = 12 / 3,14 = 3,82\text{м}$$

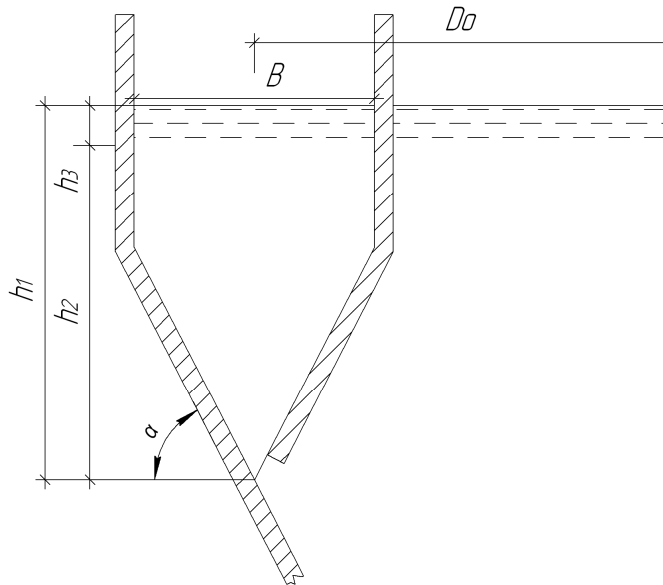


Рис.7.15 – Перетин пісколовки з коловим рухом води

Завдання 7.3

Визначити продуктивність аерованої пісколовки довжиною $L = 21\text{м}$, поперечний переріз якого показан на рис. 7.16. Розміри пісколовки:

$$H = 3,5 \text{ м}; h_1 = 2,09\text{м}; h_2 = 0,6\text{м}; h_3 = 0,3\text{м}; B = 5,8\text{м}; b_1 = 2,5\text{м}; b_3 = 3,4\text{м};$$

$b_4 = 1\text{ м}; b_5 = 0,6\text{ м}$. (Подібні завдання вирішують при технологічному аналізі роботи очисних споруд).

Розв'язання

Для визначення тривалості обробки води в пісколовці для затримання часток діаметром більш $0,2\text{ мм}$ за формулою (2.1) [Ю.М.Ласков и др. Примеры расчетов канализационных сооружений. – 2-ое изд. – М.: Стройиздат, 1987. – 255 с.] знаходимо коефіцієнт K_s

при $\alpha = B / H = 5,8 / 3,5 = 1,66$ та $U_0 = 18,7\text{ мм/с}$;

$$K_s = - \frac{26,4 \alpha U_0}{l q (1 - 20 \alpha U_0)}$$

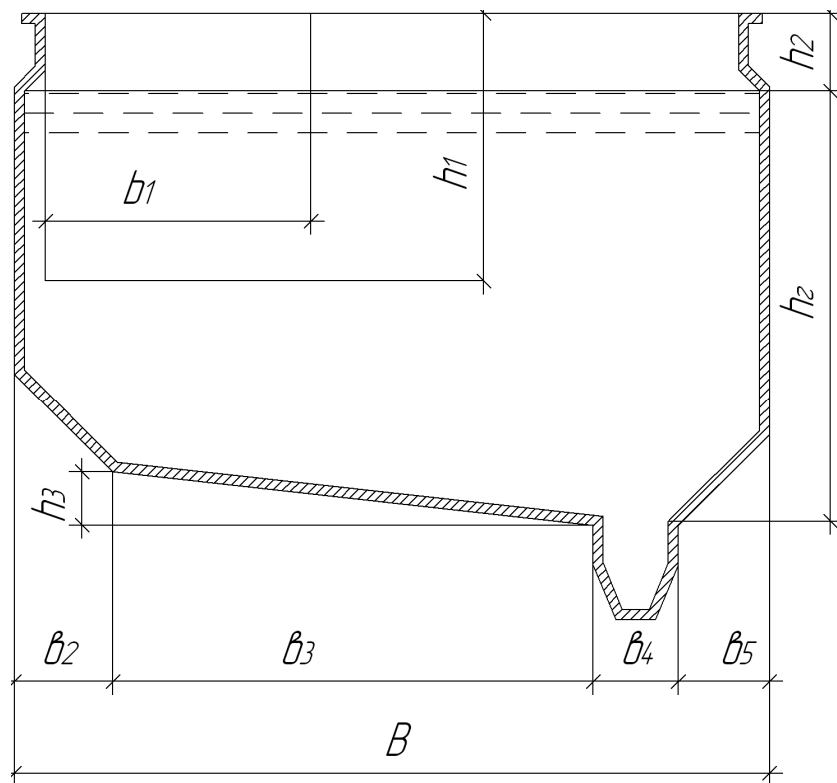


Рис.7.16 – Повздовжний перетин аеруємої пісколовки

При розрахункових параметрах, що не наведені в табл. 27 [1], коефіцієнт K_s визначається:

$$K_s = - \frac{26,4 \times 1,66 \times 0,0187}{l q (1 - 20 \times 1,66 \times 0,0187)} = 1,95$$

Розрахункова глибина аерованої пісколовки дорівнює:

$$H_s = H/2 = 3,5/2 = 1,75\text{ м}$$

Таким чином визначаємо час потоку води крізь пісколовку:

$$t = \frac{K_s \times H_s}{U_0} = \frac{1,95 \times 1,75}{0,0187} = 182\text{ с}$$

Швидкість руху води в пісколовці: $V_s = \frac{L}{t} = \frac{21}{182} = 0,115\text{ м/с}$

Площа живого перерізу пісколовки (див. рис. 7.16) дорівнює:

$$\omega = B \times H - \frac{b_2^2}{2} - b_2 \times h_3 - \frac{b_3 \times h_3}{2} - \frac{b_5^2}{2}$$

$$\omega = 5,8 \times 3,5 - \frac{0,8^2}{2} - 0,8 \times 0,3 - \frac{3,4 \times 0,3}{2} - \frac{0,6^2}{2} = 19,5\text{ м}^2$$

Визначаємо продуктивність піскоуловлювача:

$$q^1 = \omega \times V_s = 19,05 \times 0,115 = 2,19\text{ м}^3/\text{с} = 7884\text{ м}^3/\text{год}.$$

Визначаємо продуктивність пісколовки за добу при $K_{gen\ max} = 1,46$ [1]

$$q = \frac{86400 \times q^1}{K_{gen\ max}} = \frac{86400 \times 2,19}{1,46} = 129600\text{ м}^3/\text{доб}.$$

Перевіряємо швидкість входу води до пісколовки:

$$V_{ex.} = \frac{q^1}{\omega_1} = \frac{2,19}{2,5 \times 2,09} = 0,42\text{ м/с}$$

де ω_1 – площа живого перерізу вхідного отвору в пісколовці.

Завдання 7.4

Розрахувати тангенціальну пісколовку для очисної станції продуктивністю $Q_{сер. доб.} = 8000\text{ м}^3/\text{доб}.$

Виконання

Середньо секундна витрата стічної води на очисну станцію буде:

$$q_{сер.} = Q_{сер. доб.} / (24 \times 3600) = 8000 / 86\ 400 = 0,093\text{ м}^3/\text{с}$$

Загальний коефіцієнт нерівномірності $K_{gen.max} = 1,6$ [1]. Таким чином максимальні погодинні витрати складатимуть:

$$q_{max. доб.} = Q_{сер. доб.} \times K_{gen.max} = 0,093 \times 3600 \times 1,6 = 535,7\text{ м}^3/\text{год}$$

Приймаємо два відділення ($n=2$) піскоуловлювачей а навантаження на 1м^2 площі $q_0 = 110 \text{ м}^3/\text{м}^2$ за годину [8]. Площа кожного відділення тангенціального піскоуловлювача буде: $F = \frac{q_{\text{max доб.}}}{n \times q_0} = \frac{535.7}{2 \times 110} = 2.44\text{м}^2$

Діаметр кожного відділення повинен бути (рис. 7.4)

$$D = \sqrt{4 \times F / \pi} = \sqrt{4 \times 2.44 / 3.14} = 1.76\text{м}$$

Приймаємо, що глибина піскоуловлювача дорівнює половині діаметру [1], таким чином $h_1 = 0,88\text{м}$.

Для накопичення осаду призначена конусна основа піскоуловлювача.

Висота конусної частини складатиме: $h_1 = \sqrt{1,76^2 - 0,88^2} = 1,52\text{м}$

Об'єм конусної частини буде дорівнювати:

$$V_{\text{кон.}} = \frac{\pi \times D^2 \times h_2}{3 \times 4} = \frac{3.14 \times 1.76^2 \times 1.52}{3 \times 4} = 1.23\text{м}^3$$

При нормі водовідведення $q_{\text{меш.}} = 240 \text{ л/добу на мешканця}$ зведене число мешканців буде таким:

$$N_{\text{звед.}} = Q_{\text{сер. доб.}} \times 1000 / q_{\text{меш.}} = 8000 \times 1000 / 240 = 33\,333\text{меш.}$$

Об'єм затриманого осаду за добу буде таким:

$$V = N_{\text{звед.}} \times 0,02 / 1000 = 0,67\text{м}^3$$

Заповнення конусної частини піскоуловлювача осадом буде в продовж

$$t = V_{\text{кон.}} / V = 1,24 / 0,67 = 1,85 \text{ дїб.}$$

Осад доцільно вивантажувати ерліфтом 1 раз на добу.

8 Відстійники

Призначення і класифікація відстійників

Стічні води після ґрат і піскоуловлювачів вміщують у значній кількості завислі речовини. Для запобігання підвищеному приросту активного мулу в аеротенках чи біоплівки в біофільтрах концентрація завислих речовин у стічних водах перед цими спорудами не повинна перевищувати 100-150 мг/л.

Найпростішим, найменш енергоємним і найдешевшим, а тому широко розповсюдженим в технології очистки стічних вод способом видалення завислих речовин зі стічних вод є гравітаційне відстоювання. Відстоювання здійснюють у відстійниках, які відрізняються за призначенням, режимом роботи, напрямком руху рідини і формою.

У загальному випадку за призначенням у технологічній схемі очисних споруд відстійники поділяють на:

1. **Первинні відстійники**, призначені для освітлення стічних вод після решіток і піскоуловлювачів перед їх біологічною очисткою.
2. **Вторинні відстійники**, призначені для розділення мулової суміші після аеротенків чи затримання надлишкової біоплівки після біофільтрів.
3. **Третинні відстійники**, призначені для освітлення біологічно очищених стічних вод після їх обробки коагулянтами.

У залежності від напрямку руху стічних вод у споруді розрізняють відстійники з горизонтальним, вертикальним і схилим потоком рідини.

Відстійники з горизонтальним потоком рідини поділяють на **горизонтальні**, в яких рідина рухається у вигляді горизонтального потоку паралельних струменів; **радіальні** - з горизонтальним потоком струменів рідини, що рухаються радіально від центру до периферії відстійника; **радіальні з периферійним впуском** - з горизонтальним потоком струменів рідини, що рухаються радіально від периферії до центру відстійника.

Відстійники з вертикальним висхідним рухом рідини отримали назву **вертикальних**, а з вертикальним низхідно-висхідним рухом - вертикальних відстійників з **низхідно-висхідним рухом рідини**. Відстійники з рухом струменів рідини в тонкому шарі між схилими полицями називаються **тонкошаровими**.

Крім розглянутих вище існують також відстійники, що відрізняються за принципом роботи, і відстійники, комбіновані з іншими спорудами. До них відносяться, наприклад, відстійники з **обертovими водорозподільними і водозбірними пристроями** - круглі в плані проточні відстійники, в яких освітлення стічних вод відбувається в стані спокою. **Освітлювачі з природною аерацією** є по суті звичайними вертикальними відстійниками, в яких при надходженні стічних вод відбувається підсмоктування атмосферного повітря. В **двоюрусних відстійниках** освітлення стічних вод відбувається в горизонтальних лотках.

На міських очисних станціях для первинного освітлення стічних вод найчастіше застосовують горизонтальні, радіальні і вертикальні відстійники. Горизонтальні відстійники застосовують при продуктивності очисної станції більше $15000 \text{ м}^3/\text{добу}$, радіальні - більше $20000 \text{ м}^3/\text{добу}$, вертикальні - до $20000 \text{ м}^3/\text{добу}$. Тип відстійника необхідно вибирати з урахуванням прийнятої технологічної схеми очистки стічних вод і обробки осаду, продуктивності очисних споруд, черговості будівництва, кількості експлуатованих одиниць, конфігурації і рельєфу майданчика, геологічних умов, рівня ґрунтових вод тощо. Доцільно приймати не менше двох первинних відстійників за умови, що всі вони є робочими. Перевагу віддають відстійникам більших розмірів, для яких вартість одиниці об'єму споруди є меншою.

Горизонтальні відстійники являють собою прямокутні в плані резервуари, в яких потік освітлюваної води, що розподіляється по ширині споруди за допомогою впускного лотка, рухається горизонтально в напрямку збірного лотка, розташованого з протилежного торця

відстійника (рис.8.1). Конструкції впускних і випускних пристроїв горизонтальних відстійників повинні забезпечувати рівномірний розподіл потоку по поперечному перетину відстійника.

Робоча глибина H_{set} визначається на виході з відстійника як відстань по вертикалі від рівня води (рівня порогу водозливу збірної лотка) до нейтрального шару. Для горизонтальних відстійників робоча глибина приймається в межах 1,5-4 м. Нейтральний шар висотою $H_n = 0,3$ м служить для запобігання каламучення вже випалого осаду потоком води. Висота шару осаду і дії скребка H_o залежить від розмірів останнього і від кількості затриманого осаду. Ширина B одного відділення горизонтального відстійника приймається в межах (2-5) H_{set} (звичайно 6-9 м) і призначається в залежності від способу видалення осаду, а також виходячи з можливості блокування з аеротенками в єдину секційну споруду. Довжина горизонтального відстійника L приймається в межах (8-12) B , розрахункова швидкість горизонтального руху рідини - 5-10 мм/с, а розрахункове навантаження на 1 м² дзеркала води - 1-3 м³/год.

Для накопичування впалого осаду і періодичного його вивантаження влаштовують пірамідальні мулові приямки, розташовані в один-два ряди на початку відстійника. Для самовільного сповзання осаду до дна приямка його стінки мають кут нахилу до горизонту 50-55 °. Найбільш розповсюджений спосіб видалення осаду з приямків - його випуск у колодязі через спеціальний трубопровід (діаметр не менше 200 мм) під гідростатичним тиском води, не меншим 1,5 м. По самопливному трубопроводу осад далі відводиться в насосну станцію і перекачується для подальшої обробки.

У деяких випадках осад з приямків відкачують плунжерними насосами чи видаляють за допомогою гідроелеваторів. Об'єм зони осаду відстійників приймається рівним дводобовому об'єму затриманого осаду (при механізованому видаленні об'єм зони осаду можна приймати рівним 8-, годинному об'єму затриманого осаду).

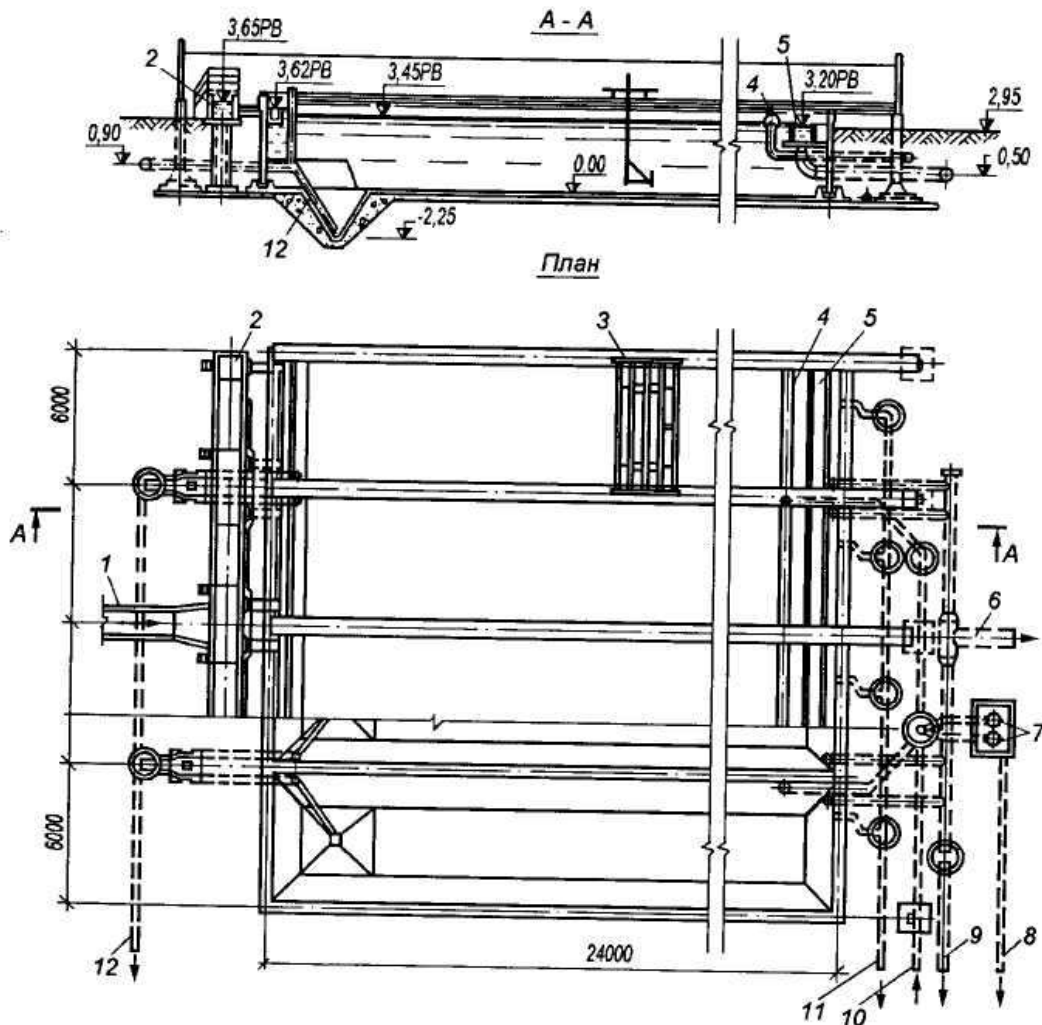


Рис. 8.1 – Горизонтальний первинний відстійник

1 - підвідний лоток; 2 - розподільний лоток; 3 - скребковий механізм; 4 - поворотна труба з щілиними прорізами для видалення плаваючих речовин; 5 - збірний лоток; 6 - відвідний трубопровід освітленої води; 7 - камера плунжерних насосів; трубопроводи: 8 - для видалення плаваючих домішок; 9 - аварійного скиду; 10 - активного мулу, який подається для розбавлення плаваючих речовин; 11 - для спорожнення; 12 - Для видалення сирого осаду з приямків

Нахил дна горизонтальних відстійників складає 0,05-0,005, що недостатньо для самочинного сповзання осаду до мулових приямків. Унаслідок цього осад може залежуватися і загнивати, що значно знижує ефективність роботи горизонтальних відстійників. Тому в наш час їх обов'язково обладнують скребковими механізмами ланцюгового чи візочного типу для згрібання осаду до приямків. Один скребок може

обслуговувати почергово до 10 відстійників. Його переміщення від одного до іншого відстійника здійснюється на візку, що рухається по рейкам, вкладеним паралельно торцям відстійників. Видалення осаду скребковими механізмами здійснюється без виключення відстійника з роботи.

Таблиця 8.1 – Основні параметри типових первинних горизонтальних відстійників

Параметри	Значення параметрів для типових проектів				
	ТП-902-2-305	ТП-902-2-304	ТП-902-2-386.85	ТП-902-2-387.85	ТП-902-2-388.85
Розміри відділення, м :					
ширина	6	6	9	9	9
довжина	24	24	30	30	30
Гідравлічна глибина	3,15	3,15	3,22	3,22	3,22
Число віділень	4	6	4	6	8
Розрахунковий об'єм відстійників m^3	1740	2610	3475	5214	6952
Пропускна спроможність, $m^3/год$, при тривалості відстоювання 1,5 год.	1160	1740	2132	5214	6952
Відстійники 3,15					

Перевагою горизонтальних відстійників є їх відносно високий коефіцієнт використання об'єму ($K_{set} = 0,5$) й ефект освітлення стічних вод за завислими речовинами - 50-60 %, можливість їх компактного розташування і блокування з аеротенками.

Недоліками горизонтальних відстійників є труднощі з видаленням осаду з плаского дна, низька надійність роботи скребків візочного або ланцюгового типу, особливо в зимовий період. Крім цього, горизонтальні відстійники як прямокутні споруди при інших рівних умовах мають більш високу (на 30-40%) питому витрату залізобетону на одиницю

будівельного об'єму, ніж радіальні відстійники. Циліндрична форма останніх дозволяє використати попередньо напружену арматуру, в результаті чого зменшуються необхідна товщина стінових панелей і питома витрата залізобетону.

У практиці проектування горизонтальні первинні відстійники широко використовують в очисних спорудах пропускною спроможністю 15-100 тис. $m^3/доб.$

Радіальні відстійники

Радіальні відстійники являють собою круглі в плані споруди, в яких освітлення стічних вод відбувається при їх горизонтальному русі в радіальному напрямку від центру до периферії (рис. 8.2).

Типові проекти радіальних відстійників діаметром 18-50 м дозволяють використовувати їх на очисних станціях практично будь-якої продуктивності, починаючи з 20 тис. $m^3/добу$ (табл. 8.2). До складу типового вузла входять чотири відстійники, насосна станція, розподільна чаша і жирозбірники (рис. 8.4). Очищувані стічні води по дюкеру надходять у розподільчу чашу, де за допомогою чотирьох незатоплених водозливів з широким порогом потік поділяється на чотири рівні частини, кожна з яких по самостійному трубопроводу надходить у центральний розподільчий пристрій свого відстійника.

Розподільчий пристрій являє собою сталеву трубу, що переходить нагорі у вертикальний розтруб, що плавно розширюється і закінчується під рівнем води. Стічні води, що виходять з розподільчого пристрою, попадають у зону, обмежену стінками металевого циліндру, який забезпечує заглиблений їх впуск у зону освітлення. В процесі освітлення стічні води рухаються горизонтально в радіальному напрямку до кільцевого водозбірного лотка, розміщеного біля зовнішньої стінки відстійника. При цьому швидкість руху стічних вод змінюється від свого максимального значення в центрі до мінімального на периферії споруди,

що складає характерну особливість радіальних відстійників розглянутої конструкції. Згідно зі СНиП 2.04.03-85 швидкість руху стічних вод на середині радіуса не повинна перевищувати 5-10 мм/с.

Таблиця 8.2 – Уніфіковані розміри первинних радіальних відстійників зі збірного залізобетону

Параметри	Діаметр відстійника, м			
	18,0	24,0	30,0	40,0
Типовий проект	ТП 902-2-362.83	ТП 902-2-363.83	ТП 902-2-378.83	ТП 902-2-383.83
Діаметр розподільного пристрою, м	1,4	1,6	1,8	2,0
Гідравлічна глибина, м	3,4	3,4	3,4	4,0
Висота зони осаду, м	0,3	0,3	0,3	0,35
Діаметр мулового приямка, м	5,0	6,0	7,0	8,0
Діаметр розподільного пристрою, м	700	900	1200	1500
Діаметр відвідного трубопроводу, мм	500	600	800	1200
Діаметр трубопроводу сирого осаду, мм	200	200	250	250
Об'єм зони осаду, м ³	110	210	340	710

Відведення з радіального відстійника освітлених стічних вод здійснюється за допомогою кільцевого водозбірного лотка, одна зі стінок якого є порогом водозливу. Кращі умови відведення стічних вод забезпечуються влаштуванням водозбірного лотка на відстані 0,5-1 м від стінки відстійника. Завдяки цьому водозливи можуть влаштовуватись з двох сторін водозбірного лотка, що зменшує його гідравлічне навантаження.

Осад, що випадає на дно, згрібається до мулового приямка, розміщеного в центрі відстійника, за допомогою спеціальних скребків. Приямок являє собою перевернутий зрізаний конус. Дно відстійника влаштовується з нахилом 0,005-0,05 від периферії до приямка.

Частота обертання ферми зі скребками складає 2-3 год⁻¹ (периферійна швидкість 0,05-0,1 м/с). Скребки працюють безперервно чи

включаються в роботу періодично після накопичення шару осаду товщиною 15-20 см.

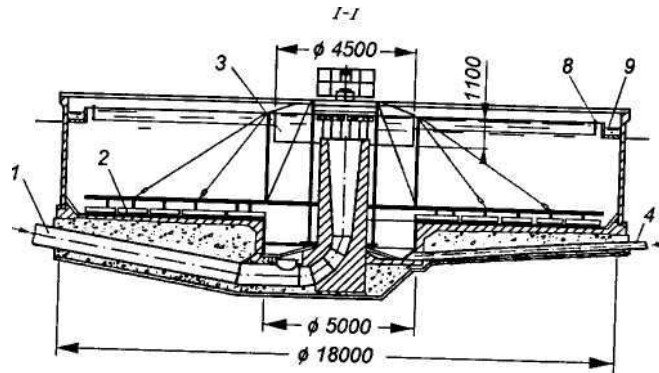


Рис. 8.3 – Радіальний первинний відстійник діаметром 18 м:

1 - подаючий дюкер; 2 - механічні скребки; 3 - струминонаправляючий циліндр; 4 - трубопровід для видалення осаду; 5 - відвідний трубопровід освітленої води; 6 - жирозбірник; 7 - привід мулоскреба; 8 - напівзанурена дошка; 9 - водозбірний лоток

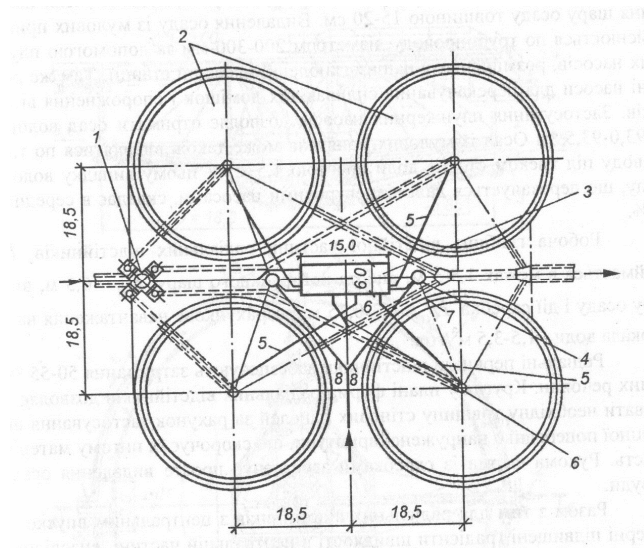


Рис. 8.4 – Вузол типових радіальних відстійників діаметром 30 м:

1 – розподільна чаша; 2 – відстійники; 3 – насосна станція сирого осаду; 4 – жирозбірник; трубопроводи: 5 – сирого осаду; 6 – промивної води; 7 – жиропровід; 8 – повітропровід

Видалення осаду з мулових приямків здійснюється по трубопроводу діаметром 200-300 мм за допомогою плунжерних насосів, розміщених у

напівзаглибленій насосній станції. Там же розміщені насоси для перекачування спливаючих домішок і спорожнення відстійників. Застосування плунжерних насосів дозволяє отримати осад вологістю до 93,0-93,5 %. Осад з мулових приямків може також видалятися по трубопроводу під тиском стовпа води висотою 1,5 м. У цьому випадку вологість осаду, що перекачується далі відцентровими насосами, складає в середньому 95 %.

Робоча глибина відстійної частини радіальних відстійників H_{set} приймається в межах 1,5-5 м, висота нейтрального шару $H_n = 0,3$ м, висота шару осаду і дії скребка $H_o = 0,3-0,35$ м, розрахункове навантаження на 1 м^2 дзеркала води - $1,5-3,5 \text{ м}^3/\text{год}$.

Радіальні первинні відстійники забезпечують затримання 50-55 % завислих речовин. Рухома ферма зі скребками забезпечує просте видалення осаду зі споруди.

Разом з тим для радіальних відстійників з центральним впуском характерні підвищені градієнти швидкості в центральній частині, внаслідок чого зменшується коефіцієнт використання їх об'єму ($K_{set} = 0,45$) і ефективність освітлення стічних вод. Усунення цих недоліків можливе шляхом влаштування в радіальних відстійниках периферійного впуску стічних вод.

8.1 Методика розрахунку первинних відстійників.

Первинні відстійники розраховують по кінетиці осадження зважених речовин з урахуванням необхідного ефекту освітлення. Концентрація зважених речовин у воді, що надходить на біологічне очищення після первинних відстійників повинна бути не більше 150 мг/л .

Число первинних відстійників варто приймати не менш двох.

Ефект освітлення у відстійниках, % визначають за формулою

$$\Xi = \frac{C_{en} - 150}{C_{en}} \cdot 100\% \quad (8.1)$$

Розрахункове значення гідравлічної крупності (мм/с) визначається за формулою (30) з [1]:

$$U_0 = \frac{1000 \cdot H_{set} \cdot K_{set}}{t_{set} \left(\frac{K_{set} \cdot H_{set}}{h_1} \right)^{n_2}}, \text{ мм/с,}$$

де H_{set} – глибина проточної частини у відстійника, м, (табл. 31) [1];

K_{set} – коефіцієнт використання обсягу проточної частини, (табл. 31) [1];

t_{set} – тривалість відстоювання, с (табл. 30) [1];

n_2 – показник ступеня, що залежить від агломерації зважених речовин у процесі осадження, визначають за кресленням (черт. 2) [1].

Якщо температура стічної води не відповідає 20⁰С, уводять температурне виправлення за формулою (31) [1]

$$U_0^t = \left(\frac{\mu_{lab}}{\mu_{pr}} \right) \cdot U_0 \text{ мм/с;}$$

Для типових відстійників при визначанні H_{set} слід враховувати наявність у них нейтрального шару й шару осаду. Величину зважуючої швидкості ω приймають за табл. 32 з [1] у залежності від швидкості руху потоку рідини у відстійнику V . У першому наближенні для горизонтальних і радіальних відстійників приймають $\omega = 5-10 \text{ мм/с}$. Для вертикальних відстійників $\omega = 0$.

Продуктивність (пропускну спроможність) одного відстійника чи його секції визначають, виходячи з його відомих геометричних розмірів і необхідної ефективності освітлення стічних вод:

- для горизонтальних відстійників

$$q_{set} = 3,6 \times K_{set} \times L \times B \times u_0^p, \text{ м}^3/\text{год.}; \quad (8.2)$$

- для радіальних і вертикальних відстійників з центральною трубою

$$q_{set} = 2,8 \times K_{set} \times (D^2 - d^2) \times u_0^p, \text{ м}^3/\text{год.}; \quad (8.3)$$

- для вертикальних відстійників з низхідно-висхідним рухом рідини

$$q_{set} = 1,41 \times K_{set} \times D^2 \times u_0^P, \text{ м}^3/\text{год.}; \quad (8.4)$$

де L і B - відповідно довжина і ширина секції горизонтального відстійника, м; D - діаметр радіального чи вертикального відстійника, м; d - діаметр впускного пристрою радіального відстійника чи центральної труби вертикального відстійника, м. Розрахункове число відстійників чи їх секцій визначають за формулою

$$N_p = Q / q_{set}, \quad (8.5)$$

де Q - розрахункова витрата очищуваних стічних вод, $\text{м}^3/\text{год}$.

Для забезпечення необхідної ефективності освітлення стічних вод фактичне число відстійників N^ϕ приймається рівним N^p (якщо це ціле число) чи наступному більшому цілому числу після N^p . Якщо прийнято мінімальне число відстійників ($N^\phi = 2$), то максимальну розрахункову витрату очищуваних стічних вод слід збільшити в 1,2-1,3 рази [1], тобто потрібний об'єм відстійника збільшиться в 1,2-1,3 рази для зменшення перевантаження одного відстійника при виключенні іншого для ремонту.

Після завершення наведених вище розрахунків слід визначити фактичне значення швидкості руху потоку рідини

- у горизонтальному відстійнику

$$v^\phi = Q / (3,6 \times H_{set} \times B), \text{ мм І с}; \quad (8.6)$$

- на середині радіуса радіального відстійника

$$v^\phi = Q / (5,65 \times H_{set} \times D), \text{ мм І с}. \quad (8.7)$$

Якщо фактичне значення швидкості руху потоку рідини значно відрізняється від прийнятого раніше при визначенні u_0^P , то здійснюється перерахунок відстійників з урахуванням отриманого значення v^ϕ .

У більшості випадків фактичне число відстійників N^ϕ перевищує їх розрахункове число N^p , а це означає, що фактична тривалість освітлення стічних вод буде більшою від розрахункової, внаслідок чого зросте ефективність освітлення стічних вод. Для визначення фактичної

концентрації завислих речовин у освітлених стічних водах спочатку визначають фактичну продуктивність одного відстійника

$$q_{set}^{\phi} = Q / N^{\phi}, \text{ м}^3/\text{год}, \quad (8.8)$$

далі за формулами (6.19), (6.20) чи (6.21) - фактичну умовну гідравлічну крупність u_0^{ϕ} частинок, затримуваних у відстійнику, а потім за формулою (6.18) - фактичну тривалість відстоювання у стані спокою t_{set}^{ϕ} . Далі за табл. 30 з [1] методом інтерполяції визначають фактичну ефективність освітлення стічних вод E^{ϕ} . Таким чином, фактична концентрація завислих речовин у освітлених стічних водах, складатиме

$$C_{к,\phi}^{sp} = C^{sp} (1 - 100 / E^{\phi}), \text{ мг/л}. \quad (8.9)$$

Кількість осаду, що затримується в первинних відстійниках, визначається з врахуванням фактичного ефекту освітлення стічних вод. Маса сухої речовини осаду складає

$$O_{сух} = C^{sp} \times E^{\phi} \times K \times Q_{доб} / 10^4, \quad (8.10)$$

де $K = 1, 1.1, 1.2$ - коефіцієнт, що враховує збільшення об'єму осаду за рахунок крупних фракцій зависі, що не уловлюється при відбиранні проб для аналізу; $Q_{доб}$ - добова витрата очищуваних стічних вод, $\text{м}^3/\text{добу}$.

Добовий об'єм осаду, що затримується в первинних відстійниках, визначають за формулою

$$O = \frac{O_{сух} \times 100}{(100 - W_{oc}) \rho_{oc}}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (8.11)$$

де W_{oc} - вологість сирого осаду, %;

ρ_{oc} - густина сирого осаду, $\text{т}/\text{м}^3$.

Вологість сирого осаду складає біля 93 % при застосуванні для його перекачування плунжерних насосів і 95 % - при застосуванні відцентрових насосів. Густина сирого осаду міських стічних вод при його вологості до 80 % може дорівнювати рівною $1 \text{ т}/\text{м}^3$.

Або кількість осаду Q_{mud} , $\text{м}^3/\text{год}$, що видалений при відстоюванні визначають виходячи з концентрації завислих речовин у поступаючій воді

C_{en} і концентрації завислих речовин у освітленій воді C_{ex} за формулою (37) [1]:

$$Q_{mud} = \frac{q_{mud}(C_{en} - C_{ex})}{(100 - P_{mud}) \cdot \gamma_{mud} \cdot 10^4}, \text{м}^3/\text{ГОД};$$

де P_{mud} – вологість осаду, 93,5%;

q_{mud} – витрати стічних вод, $\text{м}^3/\text{год}$;

γ_{mud} – щільність осаду, $\text{г}/\text{см}^3$.

8.2 Тонкошарові відстійники

У тонкошарових відстійниках відстійна зона поділяється на ряд шарів (ярусів) невеликої глибини $h_e = 0,025\text{--}0,2$ м. Процес відстоювання в

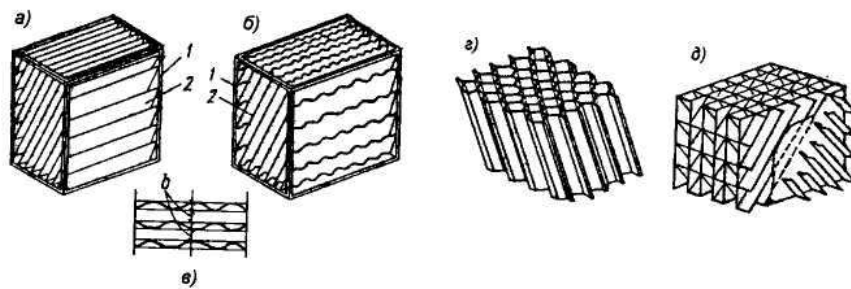


Рис. 8.5 – Блоки тонкошарових відстійників:

а) - з плоскими пластинами; б) - з гофрованими пластинами; в) - фрагмент розміщення пластин у блоці; г) - з багатокутними трубчастими елементами; д) - з прямокутними трубчастими елементами; 1 - каркас; 2 - пластина; б - відстань між пластинами в блоці

них відбувається досить швидко, оскільки шлях руху осаджуваних частинок у десятки разів менший ніж у звичайних відстійниках. Рівномірний розподіл потоку стічних вод, забезпечений на початку споруди, зберігається по всій її довжині, завдяки чому коефіцієнт об'ємного використання зони освітлення в тонкошарових відстійниках K_{set} може досягати 0,7-0,8.

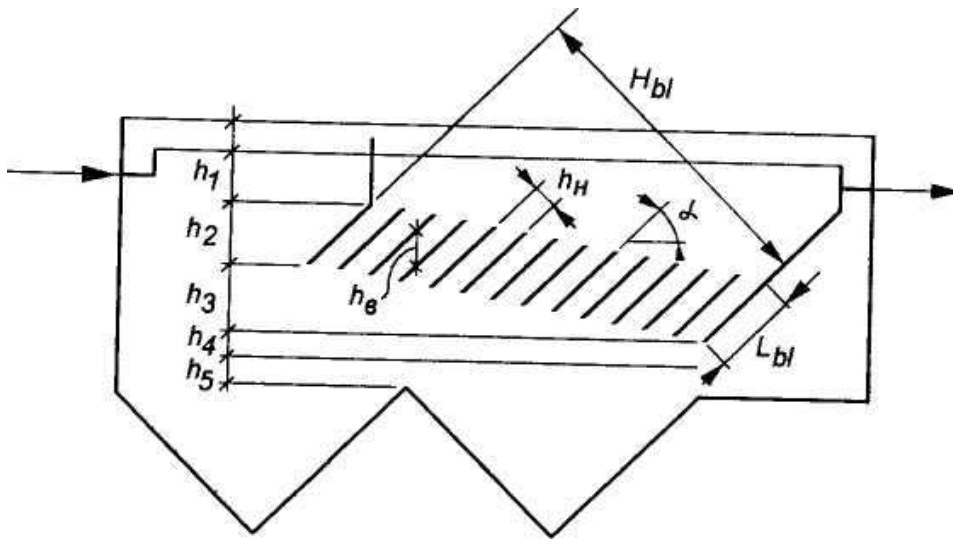


Рис. 8.6 – Схема тонкошарового відстійника

Основними елементами тонкошарових відстійників є пластини, що об'єднуються в блоки, які потім певним чином розміщують у об'ємі споруди. Пластини найчастіше виготовляють з пластмаси, однак вони також можуть бути виготовлені з металевих і азбестоцементних листів, скла чи з тонких полімерних плівок ($\delta = 0,15-0,5$ мм). За конструкцією тонкошарові блоки бувають *поличними* (пластинчастими), коли яруси утворені плоскими чи гофрованими листами чи полицями, і *трубчастими* - з тонкошаровими елементами у вигляді труб різного поперечного перетину (круглого, прямокутного, багатокутного) (рис. 8.5). Для забезпечення сповзання осаду з поверхні пластин чи труб їх встановлюють у блоках під кутом $\alpha = 45-60^\circ$.

У залежності від взаємного напрямку руху води й осаду можливі три схеми роботи тонкошарових відстійників; *протиточна* - коли рідина і осад рухаються в протилежних напрямках, *прямоточна* - коли рідина і осад рухаються в одному напрямку і *перехресна* - коли рідина і осад рухаються в перпендикулярних напрямках. За напрямком руху потоку рідини тонкошарові відстійники бувають з *висхідним*, з *низхідним* і *комбінованим* рухом рідини.

Поличні та трубчасті тонкошарові відстійники за ефективністю затримання завислих речовин практично не відрізняються одні від одних. Близькі також технологічні показники відстійників, що працюють за протиточною, прямоочною чи перехресною схемами. Вибір тієї чи іншої конструкції тонкошарових відстійників для конкретних умов здійснюється на основі техніко-економічних розрахунків. Для очистки міських стічних вод найчастіше використовують тонкошарові відстійники, що працюють за протиточною схемою (рис. 8.6).

8.3 Реконструкція звичайних відстійників у тонкошарові

Для доповнення горизонтальних відстійників тонкошаровими блоками (при необхідності підвищення їх ефективності чи для зростання їх продуктивності), розрахунковими параметрами є довжина пластини L_{bl} в блоці (модулі) та відстані L_b , на якій встановлюють блоки у відстійнику. Ці величини розраховують за формулами (18) та (21) з [12]

$$L_{bl} = v_w \times h_{ti} / U_o; \quad (18) \text{ з [12]}$$

де v_w – швидкість потоку в ярусі, мм/с, (табл. 31 [1]);

h_{ti} – висота ярусу, м, (табл. 31 [1]);

U_o – гідравлічна крупність часток, мм/с;

$$L_b = q_{set} / (3,6 \times K_{set} \times v_w \times B_{bl}), \quad (21) \text{ з [12]}$$

де q_{set} – витрати стічних вод на одну секцію, $m^3/год.$;

K_{set} – коефіцієнт використання об'єму, (табл. 31 [1]);

B_{bl} – ширина тонкошарового блоку, м.

Загальну довжину (будівельна) $L_{б\gamma\delta}^0$ відстійника визначають за формулою (22) з [12]

$$L_{б\gamma\delta}^0 = L_b + l_1^n + l_2^n + l_3^n + l_4^n + l_n^n \quad (22) \text{ з [12]}$$

Величина B_{bl} числено дорівнює ширині секції відстійника (див. приклад завдання № 8.1)

При доповненні тонкошаровими блоками вертикальних відстійників, при відомих габаритах відстійника L_{set} та B_{set} чи D_{seb} заданої крихкості частинок, що затримуються U_o розрахунковою величиною є довжина пластини L_{bl} , яку при заданій висоті ярусу h_{ti} , розраховують за формулою (18) з [12]. Або висоту ярусу h_{ti} розраховують за заданою довжиною пластини за тією же формулою. Продуктивність відстійника розраховують за формулою (25) з [12];

$$q_{set} = 3,6 K_{set} \times F_{set} \times H_{bl} \times U_o / h_{ti} \quad (25)$$

$$F_{set} = L_{set} \times B_{set} \text{ чи } F_{set} = 0,785 D_{set}^2 \times H_{bl} = L_{bl} \sin \alpha \quad (26) \text{ з [12];}$$

Коли продуктивність відстійника відома і треба лише збільшити ефективність очистки $\mathcal{E}_{mp.}$, згідно з лабораторними аналізами кінетики відстоювання води, що вивчається, визначають гідравлічну крупність частинок. Далі, задавши висоту ярусу h_{ti} , згідно з формулою (25) з [12] визначаємо висоту H_{bl} , на якій повинні бути розташовані тонкошарові елементи, а потім згідно з формулою (26) з [12] розраховуємо довжину пластини та перевіряємо за формулою (18) [12] швидкість потоку в ярусі.

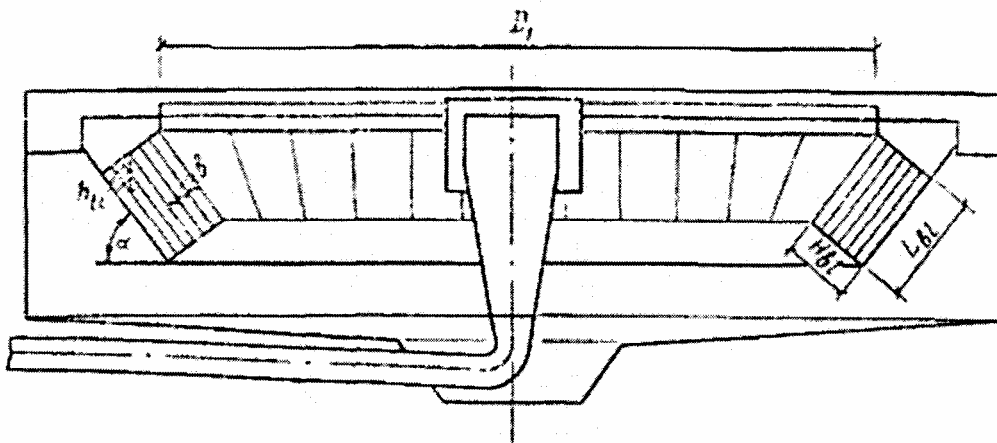


Рис. 8.7 – Схема радіального відстійника доповненого тонкошаровими блоками (модулями)

При доповненні існуючих радіальних відстійників тонкошаровими блоками (модулями) (рис.8.7), коли відомі геометричні розміри відстійника та його продуктивність, а потрібний ступінь очистки задан гідравлічною крупністю частинок U_o , котрі необхідно видалити. Розрахунковими параметрами є довжина пластини у блоці L_{bl} , висота блока H_{bl} та число ярусів у блоці n_{ti} . Величину L_{bl} розраховують згідно з формулою (18) з [12] при заданій висоті ярусу h_{ti} . Висоту блока H_{bl} розраховують за наступною формулою (27) з [12]:

$$H_{bl} = \frac{q_{set} \times h_{ti}}{3.6 \times K_{set} \times \pi \times D_1 \times L_{bl} \times U_o}, \quad (27) \text{ з [12]}$$

де K_{set} - коефіцієнт використання об'єму, (табл. 31 [1]), як для радіальних відстійників; D_1 - діаметр розташування блоків.

Далі визначають число ярусів у блоці (модулі) за формулою (28) з [12].

$$n_{ti} = \frac{H_{bl}}{h_{ti} \cdot \cos \alpha}$$

8.4 Приклади розрахунків первинних відстійників

Завдання №8.1

Потрібно розрахувати відстійник (з тонкошаровими блоками), який працює по протиточної схемі (дивись рис. 8.6). Для очистки коагульованих стічних вод літєйного виробництва з витратами $500 \text{ м}^3/\text{год}$. Стічні води з концентрацією механічних домішок 1000 мг/л , з температурою стічних вод $T_w = 30^\circ\text{C}$

Виконання

Експериментально в заводській лабораторії встановлено, що потрібний ступінь очистки (до $150 - 200 \text{ мг/л}$) забезпечується при затриманні частинок гідравлічною крупністю $0,2 \text{ мм/с}$. Крупність визначена за кривими кінетики відстоювання, при температурі 20°C у шарі 100 мм .

Згідно з формулою 31 [1] уточнюємо величину гідравлічної крупності

$$U_t^0 = \frac{0.2 \times 1.005}{0.8007} = 0.25 \text{ мм/с}$$

За формулою. (18) [12] визначаємо довжину пластини в ярусі L_{bl} попередньо задавшись згідно за таблицею 31 [1] висотою ярусу $h_{ti} = 0,1 \text{ м}$; та швидкістю потоку в ярусі $v_w = 5 \text{ мм/с}$.

$$L_{bl} = (5 \times 0,1) / 0,25 = 2 \text{ м.}$$

Назначаємо кут нахилу, отриманий експериментально: $\alpha = 50^\circ$.

Задаємося кількістю секцій відстійника $N = 5$ та визначаємо продуктивність однієї секції - $q_{set} = 500 / 5 = 100 \text{ м}^3/\text{год}$.

Задаємося шириною однієї секції $B_{bl} = 3 \text{ м}$.

За формулою (21) [12] визначаємо довжину зони тонкошарового відстоювання, в тому разі коли коефіцієнт використання його об'єму відповідно до табл. 31 [1] K_{set} дорівнює 0,5:

$$L_b = 100 / (3,6 \times 0,5 \times 5 \times 3) = 3,7 \text{ м}$$

Приймаємо довжину зон тонкошарового відстійника (див. рис. 5):

$l_1^n = 1,5 \text{ м}$; $l_2^n = 2 \sin(90^\circ - 50^\circ) = 2 \times 0,64 = 1,28$; $l_3^n = 0,3 \text{ м}$; $l_4^n = 0,1$; $l_5^n = 0,5 \text{ м}$, а за формулою (22) з [12] визначаємо загальну робочу довжину відстійника

$$L_{cmp.}^0 = 3,7 + 1,5 + 1,28 + 0,3 + 0,1 + 0,5 = 7,38 \approx 8$$

За формулою (23) визначаємо загальну глибину води у відстійнику $H_{стр.}$, попередньо задавшись висотою зон:

$$h_1^n = 0,1; h_2^n = 2 \sin 50^\circ = 2 \times 0,77 = 1,54; h_3^n = 0,3; h_4^n = 0,2; h_5^n = 0,3;$$

$$H_{cmp.} = 1 + 1,54 + 0,3 + 0,2 + 0,3 = 2,44 = 2,5 \text{ м}$$

Приймаємо видалення осаду в прямок скребковим механізмом. За формулою 37 [1] визначаємо витрати осаду, що видаляють

$$Q_{mud} = (1000 - 200) \times 500 / (100 - 96) \times 2,6 \times 10^4 = 3.85 \text{ м}^3/\text{год}.$$

Завдання № 8.2

Запроектувати типові радіальні відстійники для очищення побутових стічних вод, витрати яких $Q_{cp.доб} = 120000 \text{ м}^3/\text{доб}$. Склад зважених речовин

у воді $C_o = 180$ мг/л. Допустимий склад зважених речовин в освітленій воді $C_f = 100$ мг/л.

Виконання

Послідовність розв'язання задачі наступна: спочатку визначимо необхідний об'єм споруд, за яким будуть підібрані типові відстійники.

Необхідний ефект освітлення води

$$E = (C_o - C_f) \times 100 / C_o = (180 - 100) \times 100 / 180 = 44,4\%$$

Враховуючи, що в загальному вигляді витрати визначають за формулою - $q = F \times u_o$, для радіальних відстійників буде:

$$q = n \times K_{set} \times F \times (u_o - \omega); \text{ чи}$$

$$q = n \times K_{set} \times \frac{\pi D^2}{4} \times (u_o - \omega),$$

де n – кількість прийнятих відстійників.

З урахуванням того, що $FH_I = V_{відст}$, отримаємо:

$$V_{відст} = \frac{H_I \times q}{n \times K_{set} \times (u_o - \omega)},$$

де $V_{відст}$ – об'єм зони відстоювання одного відстійника.

Отримане рівняння може бути використане для розрахунку.

Визначимо величини, що входять до розрахункового рівняння (при $K_{заг.макс} = 1,47$):

$$q = Q_{ср.доб} K_{заг.макс} / (24 \cdot 3600) = 120000 \cdot 1,47 / 86400 = 2,042 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Для радіальних відстійників $K_{set} = 0,45$ згідно з табл.31 [1]. Для забезпечення заданого ефекту освітлення води тривалість освітлення її в циліндрі $h_I = 500$ мм повинна бути $t_I = 960$ с. згідно з табл.30 [1]. Приймаємо $H_I = 3,1$ м. Тоді умовна гідравлічна крупність згідно з формулою 30 [1] буде:

$$u = \frac{1000 \cdot 3,1}{960(3,1/0,5)^{0,31}} = 1,83 \text{ мм/с},$$

де $n_2 = 0,31$ – показник степені, що залежить від агломерації зважених речовин у процесі осадження. Для міських стічних вод його визначають за кресл. 2 з [1].

При $t = 10^\circ\text{C}$ згідно з формулою 31 [1]:

$$u_0 = 0,0101 \cdot 1,83 / 0,0131 = 1,41 \text{ мм/с.}$$

Вертикальну турбулентну складову при $v = 3 \text{ мм/с}$ визначаємо за формулою

$$\omega = 0,05v = 0,05 \cdot 3 = 0,15 \text{ мм/с.}$$

Об'єм кожного відстійника при $n = 8$ буде:

$$V_{\text{відст}} = \frac{3,1 \cdot 2,042}{8 \cdot 0,45(0,00141 - 0,00015)} = 1396 \text{ м}^3.$$

Приймаємо відстійники за типовим проектом 902-2-88/75 з наступними розмірами: діаметр $D = 24 \text{ м}$; глибина відстійника з осадочною частиною зовнішньої стінки $H_r = 3,4 \text{ м}$; глибина проточної (робочої) частини $H_l = 3,1 \text{ м}$; об'єм зони відстоювання 1400 м^3 ; об'єм зони для накопичення осаду 210 м^3 .

Теоретична тривалість освітлення води при максимальній витраті буде складати:

$$t = nV_{\text{відст}} / q = 8 \cdot 1400 / 2,042 = 5485 \text{ с} = 1,52 \text{ год.}$$

8.5 – Вторинні відстійники.

Вторинні відстійники після аеротенків.

Вторинні відстійники служать для затримки активного мулу після аеротенків, число яких варто приймати не менше трьох за умови, що усі відстійники є робочими. Доцільно приймати вторинні відстійники того ж типу, що і первинні.

Вторинні відстійники після аеротенків розраховують за гідравлічним навантаженням q_{ssa} , $\text{м}^3/(\text{м}^2 \text{ ч})$, з урахуванням концентрації активного мулу в аеротенкі a_i , г/л , його індексу I_i , $\text{см}^3/\text{г}$, і концентрації мулу в освітленій воді a_t , мг/л , за формулою 67 [1]:

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot K_{ss} \cdot H_{set}^{0,8}}{(0,1 \cdot I_i \cdot a_i)^{0,5-0,01a_i}},$$

де K_{ss} – коефіцієнт використання обсягу зони відстоювання, приймаємо для радіальних відстійників – 0,4, вертикальних – 0,35, горизонтальних – 0,45;

H_{set} – глибина проточної частини відстійника, м, приймаємо за табл. 31 [1];

I_i – мулов індекс, $см^3/г$, визначаємо за табл. . 41 [1];

a_t – слід приймати не менше 10 $мг/л$;

a_i – не більш 15 $мг/л$.

Визначають площу однієї секції відстійника, $м^2$, як горизонтального, радіального так й вертикального з умовою врахування рециркуляційних витрат:

$$F = \frac{q_w}{\left(q_{ssa} \cdot n_{ssa} \right)} \quad (8.12)$$

Таблиця 31 з [1]

Відстійник	Коефіцієнт використання об'єму		Глибина проточної частини відстійника $H_{set}, м$	Ширина $B_{set}, м$	Ухил днища к муловому прямку
	K_{ss}	K_{set}			
Горизонтальний	0,45	0,5	1,5 – 4,0	(2 – 5) Н	0,005 – 0,05
Радіальний	0,4	0,45	1,5 – 5,0	-	0,001 – 0,003
Вертикальний	0,35	0,35	2,7 – 3,8	-	50° к горизонталі

одержуємо розрахунок основних розмірів вторинних відстійників за наступними формулам:

довжина горизонтального, м

$$L_{ssa} = \frac{3,6V_w \cdot H_{set}}{q_{ssa}}, \quad (8.13)$$

де V_w – середня розрахункова швидкість у проточній частині відстійника. Приймаємо за табл. 31 [1];

діаметр радіальних і вертикальних, м

$$D_{ssa} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_w}{\pi \cdot q_{ssa} \cdot n_{ssa}}}, \quad (8.14)$$

де q_w – розрахункові витрати стічних вод, $\text{м}^3/\text{г}$;

n_{ssa} – прийнята кількість вторинних відстійників.

Тривалість відстоювання t , г, і швидкість протікання V_w , мм/с , у вторинних відстійниках визначають за табл. 8.3 винос зважених речовин з вторинних відстійників – за табл. 8.4.

За аналогією з первинними відстійниками приймають тип і розміри вторинних відстійників.

Таблиця 8.3 – Тривалість відстоювання води у вторинних відстійниках

Вторинні відстійники	Тривалість відстоювання при максимальному притоці t , год.		
	Типи відстійників		
	Горизонтальні, радіальні і вертикальні	Горизонтальні, радіальні	Вертикальні
Після краплинних біофільтрів	0,75	5	0,5
Після високонавантажувальних біофільтрів	1,50	5	0,5
Після аеротенків на неповну очистку:			
при зниженні БПК _{повн} до 50%	0,75	7	0,7
Після аеротенків на повну очистку	2,0	5	0,5

Таблиця 8.4 – Винос зважених речовин з вторинних відстійників

Тривалість відстоювання, год.	БСК _{повн} очищеної води L_{ex} , мг/л					
	15	20	25	50	75	100
0,75	21	27	33	66	86	100
1,0	18	24	29	59	78	93
1,5	15	20	25	51	70	83
2,0	12	16	21	55	63	75

Основні параметри типових вторинних вертикальних відстійників з впуском води через центральну трубу наведені в табл. 8.5, типових вторинних радіальних відстійників – у табл. 8.6

Таблиця 8.5 – Основні параметри типових вторинних вертикальних відстійників

Номер типового проекту	Діаметр $D_{ssa}, м$	Будівельна висота $H, м$		Пропускна здатність $q_w, м^3/ч$, за такого часу відстоювання, год.	
		Циліндричної частини H_{ssa}	Конічної частини	1,5	1,0
902 – 2 – 23	4	2,1	1,8	-	22,1
902 – 2 – 24	6	3,0	2,8	-	49,7
902 – 2 – 167	6	3,0	3,3	49,4	-
902 – 2 – 168	9	3,0	5,1	111,5	-

Таблиця 8.6 – Основні параметри типових вторинних радіальних відстійників

Номер типового проекту	Діаметр $D_{ssa}, м$	Глибина $H, м$	Глибина зони відстоювання $H_{ssa}, м$	Висота мулової зони, $м$	Діаметр трубопроводу, $мм$		Об'єм зони, $м^3$		Пропускна здатність, $м^3$, при часі відстоювання 1,5 год.
					що підводить	що відводить	мулової	відстійника	
902-2-87/76	18	3,7	3,1	6,0	800	500	160	788	525
902-2-88/75	24	3,7	3,1	0,6	1200	700	280	1400	933
902-2-89-75	30	3,7	3,1	0,6	1400	900	440	2190	1460
902-2-90-75	40	4,35	3,65	0,7	2000	1200	915	4580	3053

Тривалість відстоювання визначають за табл. 8.3 і перевіряють за формулою

$$t_{ssa} = \frac{n_{ssa} \cdot W_{ssa}}{q_w}, \quad (8.15)$$

де q_w – розрахункова витрата з умовою врахування рециркуляційних витрат, $м^3/год.$;

W_{ssa} – об'єм одного відстійника, $м^3$.

Для горизонтальних відстійників $W_{ssa} = K_{ss} \times L_{set} \times B_{set} \times H_{ss}, \quad (8.16)$

$$\text{Для радіальних і вертикальних: } W_{ssa} = \frac{K_{ss} (D_{set}^2 - d_{en}^2) \cdot H_{ss}}{4}, \quad (8.17)$$

де d_{en} – діаметр впускного пристрою. Для радіальних відстійників d_{en} приймають рівним $2m$, для вертикальних цей діаметр визначають при швидкості руху 30 мм/с робочого потоку в центральній трубі.

Обсяг мулової камери вторинних відстійників після аеротенків передбачають рівним об'єму осаду, що випадає, за період не більш двох годин.

Обсяг надлишкового активного мулу, $m^3/\text{доб}$, визначають за формулою

$$\Omega_{ssa} = \frac{P_i \cdot Q \cdot 100}{10^6 (100 - P_n)} \quad (8.18)$$

де P_i – приріст активного мулу, g/m^3 , визначений за формулою 60 [1];

Q – витрати стічних вод, $m^3/\text{доб}$;

P_n – вологість мулу, приймаємо $99,2 - 99,6\%$.

$$\text{Об'єм мулової камери: } W_{ук} = \frac{\Omega_{ssa} \cdot t_u}{24 \cdot n_{ssa}} \quad (8.19)$$

У вторинних горизонтальних і радіальних відстійниках видалення осілого мулу виконують за допомогою мулосмоктовачей. Потім під дією гідравлічного напору (не менше $0,9m$) мул спрямовують по трубопроводу до мулової насосної станції.

Вторинні відстійники після біофільтрів.

Вторинні відстійники після біофільтрів призначені для затримки біоплівки. Число цих вторинних відстійників треба приймати не менше трьох за умови, що усі відстійники є робочими. Доцільно прийняти вторинні відстійники того ж типу, що і первинні.

Вторинні відстійники усіх типів після біофільтрів розраховують з урахуванням гідравлічного навантаження, $m^3/(m^2 \cdot s)$, за формулою 66 [1]:

$$q_{ssb} = 3,6 \cdot K_{set} \cdot U_0,$$

де U_0 – гідравлічна крупність біоплівки; при повної біолгічної очистці $U_0 = 1,4$ мм/с; значення коефіцієнта K_{set} приймають за п. 6.61 [1].

Розрахунок геометричних параметрів вторинних відстійників після біофільтрів виконують з урахуванням формули (66) з [1] за наступними співвідношеннями:

- довжина горизонтальних відстійників, м,

$$L_{ssb} = \frac{3,6 \cdot V_w \cdot H_{ssb}}{q_{ssb}} \quad (8.20)$$

- діаметр вертикальних і радіальних відстійників, м,

$$D_{ssb} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_w}{\pi \cdot q_{ssb} \cdot n_{ssb}}}, \quad (8.21)$$

де V_w – швидкість робочого потоку, мм/с, приймаємо за табл. 8.3;

H_{ss} – глибина проточної частини, м, приймаємо за табл. 8.6;

q_w – розрахункова витрата стічних вод з умовою врахування рециркуляційних витрат, м³/год;

n_{ssb} – кількість вторинних відстійників.

Тривалість відстоювання t , год, винос зважених речовин із вторинних відстійників і розміри типових відстійників визначають за табл. 8.3

Тривалість відстоювання обчислюють за табл. 8.3 і перевіряють за формулами (8.15) – (8.17).

Обсяг мулової камери вторинних відстійників після біофільтрів повинен забезпечити нагромадження осаду, що випав, за час не більше двох діб.

Кількість речовин, що виносяться, після високонавантажених біофільтрів складає 28 г/доб на людину. Вологість осаду дорівнює 96%.

Кількість біоплівки, що видалена при відстоюванні, м³/доб, визначають за формулою

$$\Omega_{ssb} = \frac{28 \cdot N_L \cdot 100}{10^6 \cdot (100 - P_{ssb})}, \quad (8.22)$$

де N_L – зведене населення за БСК_{повн}

Обсяг мулової камери одного вторинного відстійника дорівнює:

$$W_{цк} = \frac{2 \cdot \Omega_{ssb}}{n_{ssb}} \quad (8.23)$$

8.6 – Приклади розрахунків вторинних відстійників.

Завдання № 8.1

Розрахувати вторинні відстійники після аеротенків на повну очистку, що працюють з дозою активного мулу $a=2$ г/л. Витрата стічних вод $Q_{ср.доб.}=65000$ м³/доб. У відповідності до розрахунків необхідної очистки стічних вод винесення зважених речовин з вторинних відстійників повинно бути не більше $a_t=15$ мг/л.

Виконання

Середня секундна витрата стічних вод на очисну станцію складатиме:

$$q_{ср} = Q_{ср.доб} / (24 \cdot 3600) = 65000 / 86400 = 0,752 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Загальний коефіцієнт нерівномірності:

$$K_{заг.макс} = 1,485.$$

Максимальна годинна витрата води буде:

$$q_{макс.год} = Q_{ср.доб} K_{заг.макс} / 24 = 65000 \cdot 1,485 / 24 = 4022 \text{ м}^3/\text{год}.$$

Проектуємо радіальні відстійники. Їх розрахунок виконуємо за навантаженням. Приймаємо розрахункову глибину відстійників $H_l = 3,1$ м. Навантаження визначаємо згідно з формулою (67) [1], при $J = 80$ см³/г:

$$q = \frac{4,5 \cdot 0,4 \cdot 3,1^{0,8}}{(0,1 \cdot 80 \cdot 2)^{0,5-0,01 \cdot 15}} = 1,69 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{год}).$$

Площа однієї секції при загальній їх кількості $n=4$

$$F = q_{макс.год} / (nq) = 4022 / (4 \cdot 1,69) = 595 \text{ м}^2.$$

Діаметр секції $D = \sqrt{4F / \pi} = \sqrt{4 \cdot 595 / 3,14} = 27,5$ м.

Приймаємо відстійники діаметром $D = 30$ м за типовим проектом 902-2-89/75 з наступними розмірами: робоча глибина $H_l = 3,1$;

загальна глибина $H_l = 3,7$ м; об'єм зони відстоювання $V_{відст} = 2190$ м³; об'єм зони осаду $V_{oc} = 440$ м³.

Завдання № 8.2

Розрахувати вторинні горизонтальні відстійники після аеротенків на повне очищення. Розрахункові витрати стічних вод складають $Q_{\text{ч}} = 1500$ м³/год; муловий індекс $I_i = 100$ см³/м; доза мулу $a_i = 3$ г/л. Відповідно до розрахунку необхідного ступеня очищення винос зважених речовин із вторинних відстійників $a_t = 15$ мг/л. Розміри первинних горизонтальних відстійників: – довжина $L_{set} = 24$ м, – ширина $B_{set} = 6$ м, – кількість відділень $n_{set} = 4$.

Виконання

Розрахунок вторинних відстійників виконуємо за гідравлічним навантаженням (67) [1]:

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot 0,45 \cdot 3^{0,8}}{(0,1 \cdot 100 \cdot 3)^{0,5-0,01 \cdot 15}} = 1,48 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{ч})$$

Визначаємо необхідний об'єм вторинних горизонтальних відстійників, приймаючи тривалість відстоювання 2 години.
 $W_{ssa} = 1500 \cdot 2 = 3000$ м³

Залишаючи незмінними геометричні розміри первинних відстійників (довжину L_{set} і ширину B_{set}), приймаючи робочу глибину $H_{ssa} = 3$ м, визначаємо потрібне число вторинних відстійників:

$$n_{ssa} = \frac{3000}{24 \cdot 6 \cdot 3} = 7$$

Розраховуємо фактичну швидкість руху стічних вод мм/с у проточній частині вторинних відстійників за формулою

$$V_{\phi} = \frac{Q_{\text{ч}}}{(3,6 \cdot B_{set} \cdot H_{set} \cdot n_{ssa})}; \quad V_{\phi} = \frac{1500}{3,6 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 7} = 3,31 \text{ мм/с}$$

що відповідає рекомендаціям табл. 31 [1].

Довжину вторинних відстійників за гідравлічним навантаженням визначаємо за формулою (8.13)

$$L_{ssa} = \frac{3,6 \cdot 3,31 \cdot 3}{1,48} = 24,15 \text{ м}$$

Приймаємо вторинні горизонтальні відстійники з наступними розмірами: робоча глибина $H_{ssa} = 3 \text{ м}$, довжина відстійника $L_{ssa} = 24 \text{ м}$, ширина відстійника 6 м , число вторинних відстійників $n_{ssa} = 7$.

Завдання № 8.3

Розрахувати: вторинні радіальні відстійники після аеротенків на повне очищення при розрахунковій витраті стічних вод $Q_z = 5512 \text{ м}^3/\text{год}$; муловому індексі $I_i = 75 \text{ см}^3/\text{м}$. При дозі мулу $a_i = 3 \text{ г/л}$. Відповідно до розрахунку необхідного ступеня очищення винос зважених речовин з вторинних відстійників $a_t = 15 \text{ мг/л}$. Діаметр первинних радіальних відстійників $D_{ss} = 40 \text{ м}$.

Виконання

Розрахунок вторинних відстійників виконуємо по гідравлічному навантаженням (30) [1]:

$$q_{ssa} = \frac{4,5 \cdot 0,4 \cdot 4^{0,8}}{(0,1 \cdot 75 \cdot 3)^{0,5-0,01 \cdot 15}} = 1,84 \text{ м}^3 / (\text{м}^2 \cdot \text{г})$$

Визначаємо необхідний обсяг вторинних радіальних відстійників, приймаючи тривалість вторинного відстоювання 2 години

$$W_{ssa} = 5512 \cdot 2 = 11024 \text{ м}^3$$

Розраховуємо необхідну кількість вторинних радіальних відстійників діаметром $D = 40 \text{ м}$.

$$n_{ssa} = \frac{W_{ssa}}{\left(\frac{\pi D^2}{4} \cdot H_{ssa} \right)} = \frac{11024}{\left(\frac{3,14 \cdot 40^2}{4} \cdot 4 \right)} = 3$$

Діаметр вторинного відстійника, що проектують за гідравлічним навантаженням

$$D_{ssa} = \sqrt{\frac{4 \cdot 5512}{3,14 \cdot 1,84 \cdot 3}} = 36 \text{ м}$$

Перевіряємо фактичну швидкість у проточній частині відстійника

$$V_{\phi} = \frac{5512}{(3,6 \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot 3)} = 6,0 \text{ мм/с},$$

що близько за значенням до необхідної величини (табл. 31) [1].

Приймаємо вторинні радіальні відстійники $D = 40\text{м}$, з робочою глибиною $H_{ssa} = 4\text{м}$, кількістю $n_{ssa} = 3$.

Список літератури

1. СНиП 2.04.03-85 Канализация. Наружные сети и сооружения. - М.: Стройиздат, 1986
2. СНиП 2.04.02-84 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. – М.: Стройиздат, 1986.
3. Інструкція про порядок розробки та затвердження гранично допустимих скидів (ГДС) речовин у водні об'єкти із зворотними водами – К., 1994.
4. Водний кодекс України. /ВВР. – 1995. - №24.
5. Правила охраны поверхностных вод. – М., 1975.
6. Лихачев Н.И., Ларин И.И., Хаскин С.А. и др. Канализация населенных мест и промышленных предприятий – М.: Стройиздат, 1981.
7. СанПиН №4630-88. Санитарные правила и нормы охраны поверхностных вод от загрязнения. – М.: Минздрав СССР, 1988.
8. Яковлев С.В. Калицун В.И. Механическая очистка сточных вод. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1972.
9. Яковлев С.В., Карелин Я.А., Ласков Ю.М., Воронов Ю.В. Водоотводящие системы промышленных предприятий. – М.: Стройиздат, 1990.

10. Медведев Г.П. Канализация городов ФРГ. – Л.: Стройиздат Ленинград. Отделение, 1982.
11. Федоров Н.Ф., Волков Л.Е. Гидравлический расчет канализационных сетей. - Л.: Стройиздат, 1988.
12. Пособие к СНИП 2.04.03 – 85 Проектирование сооружений для очистки вод. – М.: Стройиздат, 1990.
13. Лукиных Н.Н., Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле академика Павловского. - М.: Стройиздат, 1965.
14. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб : Справочное пособие. - М.: Стройиздат, 1984.
15. Ласков Ю.М., Воронов Ю.В., Калицун В.И. Примеры расчетов канализационных сооружений. - М.: Стройиздат, 1987.
16. Фізико-хімічні основи технології очищення стічних вод за редакцією проф. Запольського А.Н. – К.: "Лібра", 2000.
- 17 Ковальчук В.А. Очистка стічних вод. Навчальний посібник. – Рівне: ВАТ «Рівенська друкарня», - 2003.

Навчальне видання

ЄРІНА Ірина Миколаївна

Методичні вказівки для виконання практичних занять (частина 1) з дисципліни «Технологія очистки природних і стічних вод». Модуль 2 «**Технологія очистки стічних вод**» (для студентів 4 курсу денної та 5 курсу заочної форми навчання за напрямом підготовки 0926 «Водні ресурси» (6.060103 «Гідротехніка» (Водні ресурси)) та дипломного проектування студентів.

Редактор *З. І. Москаленко*

Комп'ютерне верстання *І. В. Волосождарова*

План 2009, поз. 149 М

Підп. до друку 25.01.2010 р.
Друк на ризографі.
Тираж 50 пр.

Формат 60×84 1/16
Ум.друк. арк. 4,6
Зам. №

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 731 від 19.12.2001